



TITLE:

鋼製橋脚の極限変形性能評価と耐震設計法に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

陵城, 成樹

CITATION:

陵城, 成樹. 鋼製橋脚の極限変形性能評価と耐震設計法に関する研究. 京都大学, 2004, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2004-05-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k11066>

RIGHT:

鋼製橋脚の極限変形性能評価と
耐震設計法に関する研究

平成 16 年 5 月

陵 城 成 樹

鋼製橋脚の極限変形性能評価と 耐震設計法に関する研究

平成 16 年 5 月

陵 城 成 樹

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 本研究の背景と目的	1
1.2 関連分野の現状と問題点	4
1.3 本論文の概要と構成	5
第 1 章 参考文献	7
第 2 章 鋼箱形断面橋脚の変形性能実験と実用的解析モデルの提案	8
2.1 概説	8
2.2 変形性能実験	9
2.2.1 実験概要	9
2.2.2 基本モデルの実験結果と考察	13
2.2.3 重補剛モデルの実験結果と考察	23
2.2.4 改良モデル（供試体 H5～H8）の実験結果と考察	29
2.3 実用的解析法と解析モデル	55
2.3.1 曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係	55
2.3.2 水平荷重と変位との関係	57
2.4 変形性能評価方法	60
2.4.1 鋼箱形断面橋脚の断面設計	60
2.4.2 弾塑性挙動と軸力比との関係	60
2.4.3 弾塑性挙動と圧縮縁端ひずみとの関係	62
第 2 章 参考文献	65
第 3 章 鋼円形断面橋脚の変形性能実験と実用的解析モデルの提案	67
3.1 概説	67
3.2 変形性能実験	68
3.2.1 実験概要	68
3.2.2 実験結果と考察	69
3.3 実用的解析法と解析モデル	70
3.3.1 曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係	70
3.3.2 水平荷重と変位との関係	71
3.4 変形性能評価方法	76
3.4.1 弾塑性挙動と軸力比との関係	76
3.4.2 弾塑性挙動と圧縮縁端ひずみとの関係	78
第 3 章 参考文献	81

第4章 鋼製橋脚基部の地震時低サイクル疲労	82
4.1 概説	82
4.2 低サイクル疲労実験	83
4.2.1 実験概要	83
4.2.2 実験結果と考察	86
4.3 低サイクル疲労強度の評価	89
第4章 参考文献	92
第5章 弾塑性有限変位解析による鋼箱形断面橋脚の終局状態	93
5.1 概説	93
5.2 軸力比の影響を考慮した弾塑性挙動	94
5.2.1 弾塑性有限変位解析と実験との比較	94
5.2.2 変形性能に与える軸力比の影響	95
5.3 梁部材におけるせん断座屈	97
5.3.1 弾塑性有限変位解析モデル	97
5.3.2 梁長と崩壊モードとの関係	99
5.3.3 フランジ板厚と崩壊モードとの関係	100
5.3.4 せん断耐荷力の算定	104
第5章 参考文献	106
第6章 鋼箱形断面ラーメン橋脚の耐震設計に向けて	107
6.1 概説	107
6.2 既設鋼製ラーメン橋脚の地震時保有水平耐力	108
6.2.1 解析モデル	108
6.2.2 解析結果と考察	111
6.3 梁部せん断非線形特性と吸収エネルギー量	114
6.3.1 鋼製ラーメン橋脚	114
6.3.2 解析モデル	115
6.3.3 弾塑性静的解析結果と考察	115
6.3.4 弾塑性動的解析結果と考察	116
第6章 参考文献	121
第7章 結論	122
謝 辞	129

第 1 章 序論

1.1 本研究の背景と目的

平成 7 年 1 月に発生した兵庫県南部地震により、阪神高速道路 3 号神戸線、および周辺に建設されていた鋼製橋脚は大きな被害を受けた。代表的な鋼製橋脚の被災例は箱形断面橋脚柱の補剛板の局部座屈（写真-1.1.1）、円形断面橋脚柱の象足座屈（写真-1.1.2）、鋼製ラーメン橋脚梁のせん断座屈（写真-1.1.3）および鋼製橋脚隅角部の低サイクル疲労によると見られる亀裂（写真-1.1.4）であった^{1)・2)}。

平成 7 年 2 月以降、設計震度 2.0 に対応した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の確立に向けて、建設省土木研究所はじめ、阪神高速道路公団、日本道路公団、および首都高速道路公団において種々の実験的検討が急ぎ行われ、現在、道路橋示方書の改訂作業が行われてきた。これらの検討結果に基づいて、平成 8 年 5 月には、日本道路協会から道路橋補強設計要領の骨子、および首都高速道路公団における鋼製橋脚耐震補強設計要領（案）が発表され、鋼製橋脚の耐震補強設計の基本方針、およびその骨格が暫定的に規定された。

平成 8 年 12 月には、道路橋示方書（以下 H8 道示と言う）が改訂され、大地震時の RC 橋脚、および鋼製橋脚の弾塑性変形を考慮した設計法が規定された。これにより、日本の道路橋の耐震設計は、事実上、設計基準震度 2.0 に対応した一種の限界状態設計法に移行したと言える³⁾。

阪神公団では、兵庫県南部地震が発生する以前から、「鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する研究会、主査：現北田大阪市大教授」を組織し、鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の確立に向けて研究を重ねてきた。この結果、平成 6 年 5 月には、鋼製橋脚の設計基準に「鋼製橋脚の変形性能の確保」に関する規定が設定された。

兵庫県南部地震発生直後に公団内に組織された「震災復旧対策技術委員会・鋼構造物小委員会、主査：渡邊京大教授」での検討を経て、エネルギー一定則に基づいた「鋼製橋脚の再構築設計要領（素案）」が策定され、3 号神戸線の被災橋脚の再構築に準用された。

これに対し、H8 道示は、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の耐震性を 1 質点系モデルによる弾塑性動的解析により照査するように規定されているが、鋼製橋脚の耐震補強設計の具体的な要領を詳細に規定するまでには至っていないかった。

また、鋼製橋脚は、都市内の建築限界等の規制が厳しい場所、および海上部の軟弱地盤上に建設されることが多く、その構造形式も種々雑多なものが多い。このため H8 道示の規定を鋼製橋脚の耐震補強工事に適用することが、困難な場合も考えられる。

このような現状から、阪神公団では、既設の鋼製橋脚の円滑な補強工事を行なうため、具体的な補強設計要領、および施工要領の策定を目的とする「鋼製

橋脚研究委員会：北田大阪市大教授委員長」を平成 8 年 7 月に（財）阪神高速道路管理技術センター内に組織し、平成 9 年 3 月には「既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領（素案）」を取りまとめた。



写真-1.1.1 局部座屈



写真-1.1.2 象足座屈

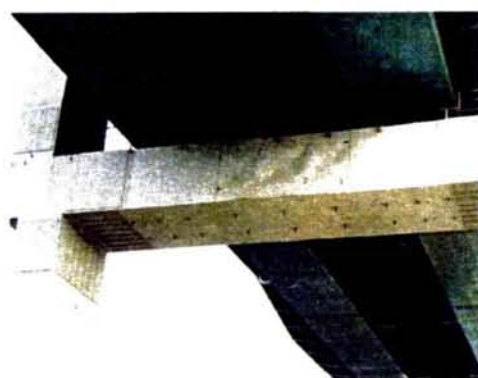


写真-1.1.3 梁部のせん断座屈

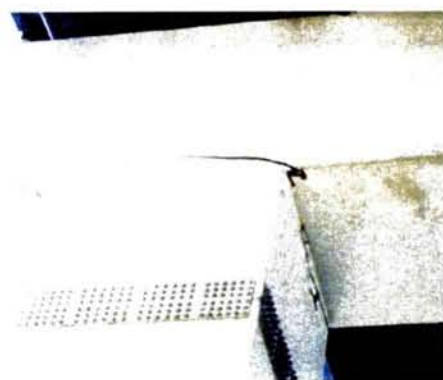


写真-1.1.4 低サイクル疲労による亀裂

この要領は、この委員会での研究成果を急ぎ取りまとめたものであり、H8 道示の規定を遵守するとともに、既往の研究成果（大型実験）、および他機関での研究成果をもとに、具体的な鋼製橋脚の耐震補強工法を暫定的に規定したものである。

続いて、平成 9 年度には円形断面を有する鋼製橋脚に関する耐震補強工法の策定をおこなった。そして当時の建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、（社）鋼材倶楽部、および（社）日本橋梁建設協会の共同研究報告書が発表された。

平成 10 年度には阪神公団では先の「鋼製橋脚研究委員会：北田大阪市大教授委員長」を反映した鋼製橋脚設計要領（案）を策定し、平成 14 年度には既設鋼製橋脚の耐震補強要領（素案）と鋼製ラーメン橋脚の耐震設計に関する検討成果を取り入れた「鋼製橋脚の耐震設計・耐震補強設計手引き（案）」を策定した。図-1.1.1 にはこれまでの経緯を示している⁴⁾。

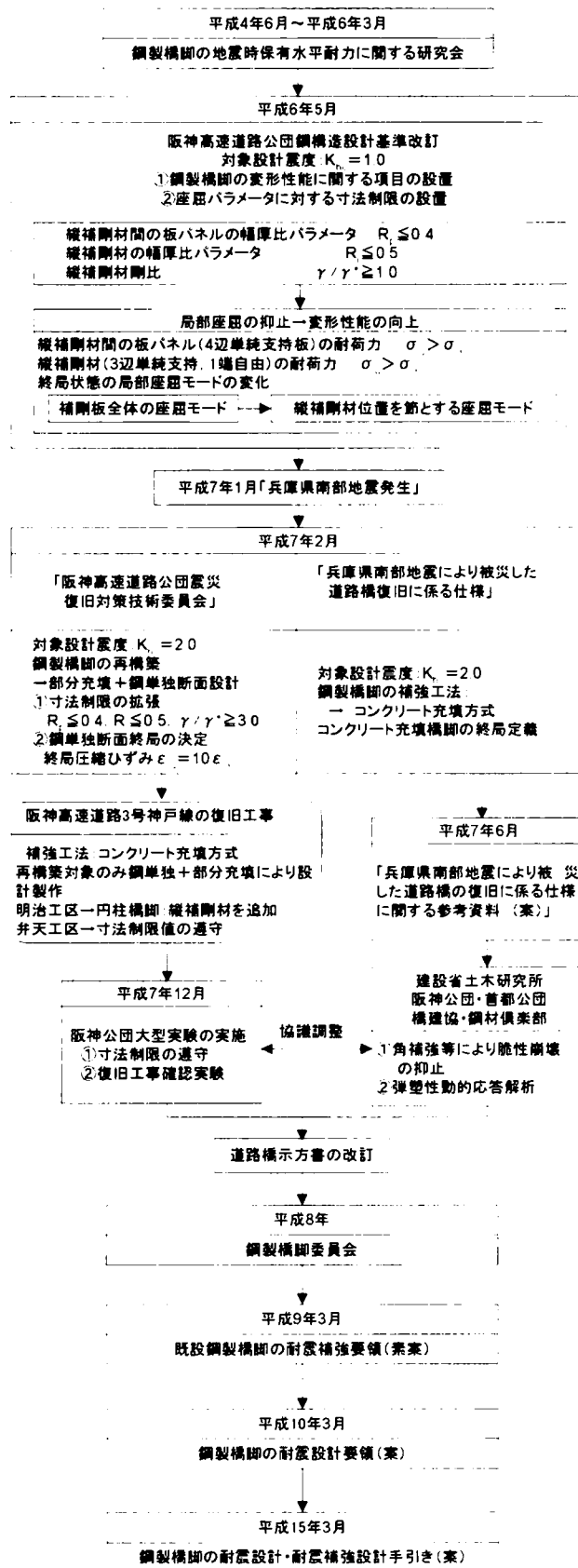


図-1.1.1 これまでの経緯

本研究は「兵庫県南部地震」における鋼製橋脚の被災例を教訓として、より合理的で安全性の高い鋼製橋脚耐震設計法の確立のために行ったものである。特に、鋼製橋脚の終局状態の合理的な設定と梁要素を用いた実用的設計モデルの提案とその適用性を明らかにし、鋼製橋脚の耐震設計法の骨格を提案・構築することを目的としている。本論文は主として平成4年度より阪神公団に設置された関連委員会委員として筆者が実施した研究成果をとりまとめたものである。

1.2 関連分野の現状と問題点

道路橋示方書⁵⁾は平成14年3月に改訂され、これまでの詳細規定型の設計法から性能照査型設計法への移行傾向が強く打ち出されており、次回の改訂では性能照査型設計法への移行が本格化することが予定されている。

現在の道路橋示方書・耐震設計編Vにおける鋼製橋脚のレベル2地震動に対する耐震設計法はこれまでの1自由度系の単純なモデルによる弾塑性動的応答解析による照査法にかえて梁要素の $M-\phi$ 関係にもとづく多自由度系モデルによる弾塑性動的応答解析による照査法を推奨している。

しかし、この照査法も単柱式の鋼製橋脚には適用できるが以下に列挙する問題点がある。

- ①軸力比と終局状態の関係が明確ではない。
- ②軸力変動のある鋼製ラーメン橋脚の面内方向の耐震照査法が規定されていない。
- ③鋼製ラーメン橋脚梁部材のせん断非線形挙動に対する規定がない。

また、将来導入されるであろう性能照査型設計法では、従来の規定準拠型設計法と異なり、設計技術者の裁量がこれまでより広がるとされている。すなわち、要求性能を持たすのであれば、構造や材料、および設計法は設計技術者が自由に選定できることになる。この性能照査型設計法のもとで鋼製橋脚の耐震設計をおこなう場合、最も問題となるのは、その終局状態と構造物の耐震性能をいかに合理的に説明できるかということになる。このためには、設計対象である鋼製橋脚を適切な縮尺で実験供試体を製作し、その性能試験をおこなう方法があるが、コストと汎用性において現実的ではない。また、鋼製橋脚を3次元シェル要素等で詳細にモデル化し、弾塑性有限変位解析により耐震性能を照査する方法もあるが、動的応答を求めるためには、現状では膨大な計算時間を要し、梁要素による弾塑性動的応答解析と比較して膨大なコストがかかる。

そこで、本論文では鋼製橋脚の大型実験にもとづいて、その終局状態を提案し、梁要素の $M-\phi$ 関係による実用的解析モデルを提案した。そして3次元シェル要素による弾塑性有限変位解析により、軸力変動が鋼製橋脚の終局状態に及ぼす影響を明らかにし、さらに鋼製ラーメン橋脚の梁部材のせん断非線形挙動特性を実用的モデル中に反映し、その適用性と有効性を明らかにしている。

1.3 本論文の概要と構成

本論文では鋼製橋脚の大型供試体による実験結果をもとに単柱式鋼箱形断面橋脚、および鋼円形断面橋脚の終局状態に関する検討を行い、試設計に基づいて鋼製橋脚の終局曲げモーメントと終局曲率の実用的な推定方法を提案している。そして鋼製橋脚基部の低サイクル疲労挙動に関する実験的研究をおこない、弾塑性有限変位解析による鋼製橋脚の終局状態に関する研究を実施した。これらの研究成果をもとに鋼箱形断面ラーメン橋脚の耐震設計法に関する検討をおこなった。本論文は図-1.3.1に示す7章から構成されている。

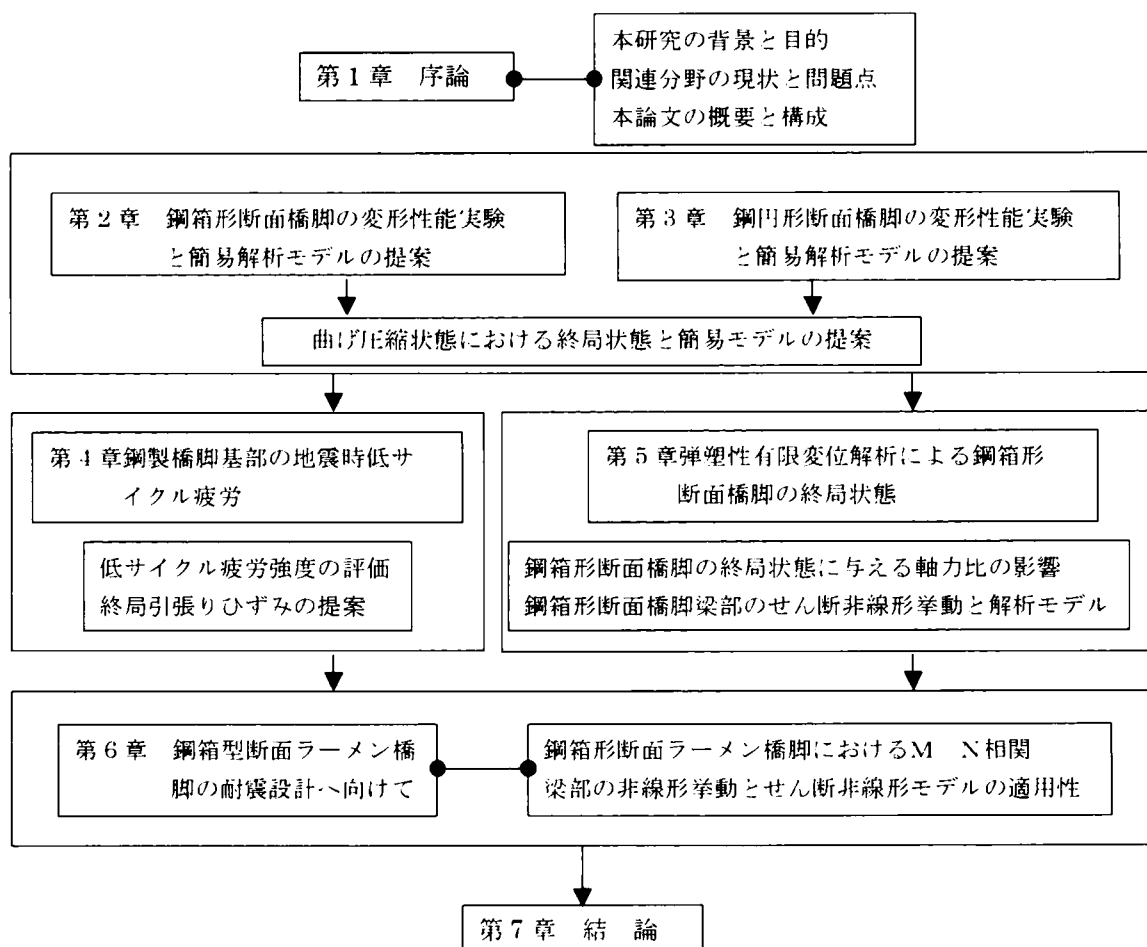


図-1.3.1 本論文の構成

第1章は序論であり、本研究の背景と目的、関連分野の現状と問題点、および本論文の構成の概要を説明している。

第2章では、鋼箱形断面橋脚の水平荷重と水平変位との関係における解析精度を向上させるため、鋼材のひずみ硬化を考慮できる実用的解析モデルを提案した。この解析結果と実験結果とを比較して鋼材のひずみ硬化が、鋼箱形断面橋脚の変形性能に与える影響を解析的に明らかにしている。この結果、鋼箱形

断面橋脚の終局状態(最高耐荷力点)における水平荷重と水平変位との関係は、終局圧縮ひずみ ϵ_u を定義し、鋼材のひずみ硬化を考慮することにより、精度良く求められることが明らかになった。次に鋼箱形断面橋脚の試設計を行い、軸力比 σ_c/σ_y をパラメータとしたパラメトリック解析を実施し、鋼箱形断面橋脚の終局曲げモーメントと終局曲率の実用的な推定法を提案している^{6),7)}。

第3章では鋼円形断面橋脚の変形性能を向上させるためには箱形断面の場合と同様に、まず局部座屈を抑制すること、そして面外変位が橋脚全周に伝搬することを縦補剛材により抑制することが効果的であると考えられる。そこで、この縦補剛材が、鋼円形断面橋脚の変形性能に及ぼす影響を実験的に明らかにするため、大型供試体による載荷実験を行った。そして、ひずみ硬化を考慮した実用的解析モデルによる解析結果との比較検討を行い、鋼円形断面橋脚の終局状態、および変形性能の定量的評価方法に関する一手法を提案している。次に第2章と同様にして鋼円形断面橋脚の試設計を行い、軸力比 σ_c/σ_y をパラメータとしたパラメトリック解析を実施し、鋼円形断面橋脚の終局曲げモーメントと終局曲率の実用的な推定法を提案している⁸⁾。

第4章では、重補剛断面を有する鋼製橋脚の大型供試体実験で見られた脆性破壊モードに着目した。このことは、鋼製橋脚の断面構成、および荷重条件によっては、鋼製橋脚の崩壊が局部座屈よりも、低サイクル疲労に支配される可能性があることを示している。この低サイクル疲労が鋼製橋脚の耐震性能に与える影響を明らかにするため、大型供試体による実験結果をもとに、既存の鋼製橋脚基部を対象とした部分模型による疲労実験を行い、その疲労挙動について検討を行った⁹⁾。

第5章では、鋼箱形断面橋脚の耐震性能に及ぼす軸力変動の影響に着目した。既存の実験結果、汎用コードABAQUSを用いた弾塑性有限変位解析による解析結果、および実用的解析モデルを用いた解析結果とを比較し、実用的解析モデルの適用性と終局ひずみ ϵ_u について検討を行った。次に矩形断面を有する代表的な鋼製ラーメン橋脚の梁部材におけるせん断耐荷力と変形性能との関係、およびせん断力と曲げモーメントの作用状況に着目した。そして、梁部材に生じるせん断座屈が断面耐荷力、および梁部材の変形性能に及ぼす影響について弾塑性有限変位解析により検討を行なった^{10),11)}。

第6章では、鋼箱形断面ラーメン橋脚の面内方向の非線形挙動を対象とし、非線形特性を、部材の曲げモーメント・曲率関係(以下、 $M-\phi$ 関係)に軸力変動を考慮することで表現することにより、水平力-水平変位関係において、梁要素を用いた骨組みモデルによる解析の精度向上を図った。また、別途実施された、シェル要素を用いた弾塑性有限変位解析による解析結果と実用的解析モデルによる解析結果との比較を行った。次に、鋼箱形断面ラーメン橋脚の梁部材のせん断非線形挙動、および上部工の拘束効果が面内変形性能に与える影響に着目した。実存する鋼箱形断面ラーメン橋脚を対象として、弾塑性静的解析、および動的解析により検討を行なった。第4章の研究成果から、梁部フランジの曲げに起因する局部座屈を抑制した場合、梁部ウェブにせん断座屈は生じる

が、耐荷力の減少は少なく、優れた変形性能を有することが明らかになった。本章では、この研究成果をもとに梁要素にせん断非線形挙動に考慮した解析モデルを用いて、その影響を解析的に明らかにした¹²⁾。

第 1 章 参考文献

- 1) (財) 阪神高速道路管理技術センター、(社) 日本鋼構造協会：鋼製橋脚の塑性時の変形性能に関する研究業務報告書、1995 年 3 月
- 2) T.Kitada, S.Okashiro:Damage to Steel Bridges and Piers by the Kobe Earthquake,Japan-Austraria Symposium on Bridge Structures at Monash University July, 1995
- 3) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説:V.耐震設計編、1996 年 12 月
- 4) 阪神高速道路公団：鋼製橋脚委員会 総合報告書、1999 年 3 月
- 5) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説:V.耐震設計編、2002 年 3 月
- 6) 南莊淳、西岡敬治、堀江佳平、陵城成樹：鋼製橋脚の耐震補強法に関する研究、土木学会、構造工学論文集 Vol.44A, pp.1047~1058、1998 年 3 月
- 7) 陵城成樹、木代穰、小林寛、渡邊英一：箱形断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動と耐震設計法に関する研究、土木学会、構造工学論文集 Vol45A, pp.1027~1035、1999 年 3 月
- 8) 陵城成樹、堀江佳平、加賀山泰一、新名勉、内田諭、渡邊英一：円形断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動と耐震設計法に関する研究、構造工学論文集 Vol.46A、土木学会、pp.815~820、2000 年 3 月
- 9) 陵城成樹、足立幸郎、猪瀬幸太郎、杉浦邦征、渡邊英一：鋼製橋脚基部の地震時低サイクル疲労挙動に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol48A、土木学会、pp.649~655、2002 年 3 月
- 10) 秦 健作、足立幸郎、陵城成樹、内田 諭渡邊英一：軸力比の影響を考慮した鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する解析的検討、年次学術講演概要集、土木学会、2001 年 9 月
- 11) 足立幸郎、吉村敏志、陵城成樹、長尾圭介、渡邊英一：鋼製ラーメン橋脚梁部材におけるせん断座屈に関する解析的検討、日本鋼構造協会、鋼構造年次論文報告集、第 10 巻、pp.197~200、2002 年 11 月
- 12) 鈴木英之、長沼敏彦、金治英貞、陵城成樹、長尾圭介：梁部の変形に着目した鋼製ラーメン橋脚面内方向挙動の解析的検討、第 7 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム」講演論文集、土木学会、pp.191~196、2004 年 1 月

第2章 鋼箱形断面橋脚の変形性能実験と実用的解析モデルの提案

2.1 概 説

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震による被害者は6,000名以上に達し、建物、高速道路、鉄道、および港湾施設に代表される社会資本も大きな被害を受けた。阪神高速道路における鋼製橋脚についても、我が国では前例のない多くの被害が生じた。この地震後、建設省はただちに道路橋示方書の改訂作業に着手し、弾性応答加速度2,000galに対応したRC橋脚、および鋼製橋脚の弾塑性挙動を考慮した耐震設計法の骨格が規定された。このことは日本の道路橋の耐震設計は事実上、一種の限界状態設計法に移行したことを示している¹⁾。

阪神高速道路公団では、薄肉補剛箱形断面を有する鋼製橋脚（以下、鋼箱形断面橋脚と言う）の変形性能を定量的に評価するために、補剛板の座屈パラメータ、荷重載荷回数、および中埋めコンクリートなどに着目して、平成4年度より、建設省土木研究所耐震研究室との共同研究を開始した^{2)~8)}。そして平成7年度からは、建設省土木研究所橋梁研究室他6者の共同研究として実験的研究を行ってきた。この結果、補剛板の局部座屈を抑制することが、鋼箱形断面橋脚の耐震性を向上させることに有効であることが明らかとなった⁹⁾。また、解析においては鋼材の応力とひずみとの関係を完全弾塑性バイ・リニヤ型とした実用的解析モデルを用いた解析結果と実験結果との比較検討を行い既設鋼製橋脚の耐震補強設計法を提案した¹⁰⁾。

本章では、鋼箱形断面橋脚の水平荷重と水平変位との関係における解析精度を向上させるため、鋼材のひずみ硬化を考慮できる実用的解析モデルを提案した。この解析結果と実験結果とを比較して鋼材のひずみ硬化が、鋼箱形断面橋脚の変形性能に与える影響を解析的に明らかにしている。この結果、鋼箱形断面橋脚の終局状態（最高耐荷力点）における水平荷重と水平変位との関係は、終局圧縮ひずみ ϵ_u を定義し、鋼材のひずみ硬化を考慮することにより、精度良く求められることが明らかになった。次に断面の試設計を行い、軸力比 σ_c/σ_y をパラメータとしたパラメトリック解析を実施し、鋼箱形断面橋脚の終局曲げモーメントと終局曲率の簡易推定法について検討している^{11)~17)}。図-2.1.1には対象橋脚を示している。

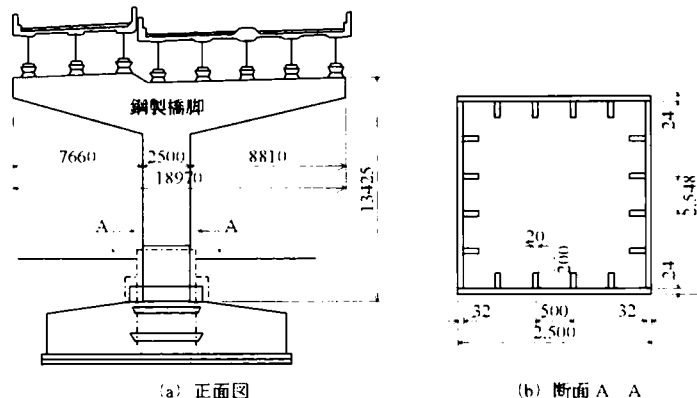


図-2.1.1 対象実鋼製橋脚

図-2.1.1には対象橋脚を示している。

2.2 変形性能実験^{2)～9)}

2.2.1 実験概要

(1) 実験供試体、および実験方法

補剛板の主な座屈パラメータを列挙すると以下のようなになる。

- ①板パネルの幅厚比パラメータ R_R
- ②縦補剛材の幅厚比パラメータ R_1
- ③縦補剛材剛比 γ / γ^*

実験供試体は既存橋脚を忠実に再現した供試体 H1、H2、および H3 の基本モデル 3 体と①から③に挙げた座屈パラメータに次式の制限値を設定したモデル 5 体の合計 8 体である。今後、改良モデルのうち供試体 H4 を重補剛モデルといい、供試体 H5～H6 を改良モデルという。

$$R_R \leq 0.4 \quad \text{式(2.2.1)}$$

$$R_1 \leq 0.5 \quad \text{式(2.2.2)}$$

$$\gamma / \gamma^* \geq \beta \quad \text{式(2.2.3)}$$

ここで H4: $\beta=5.0$ 、H6、H7: $\beta=3.0$ 、H8: $\beta=1.0$ である。

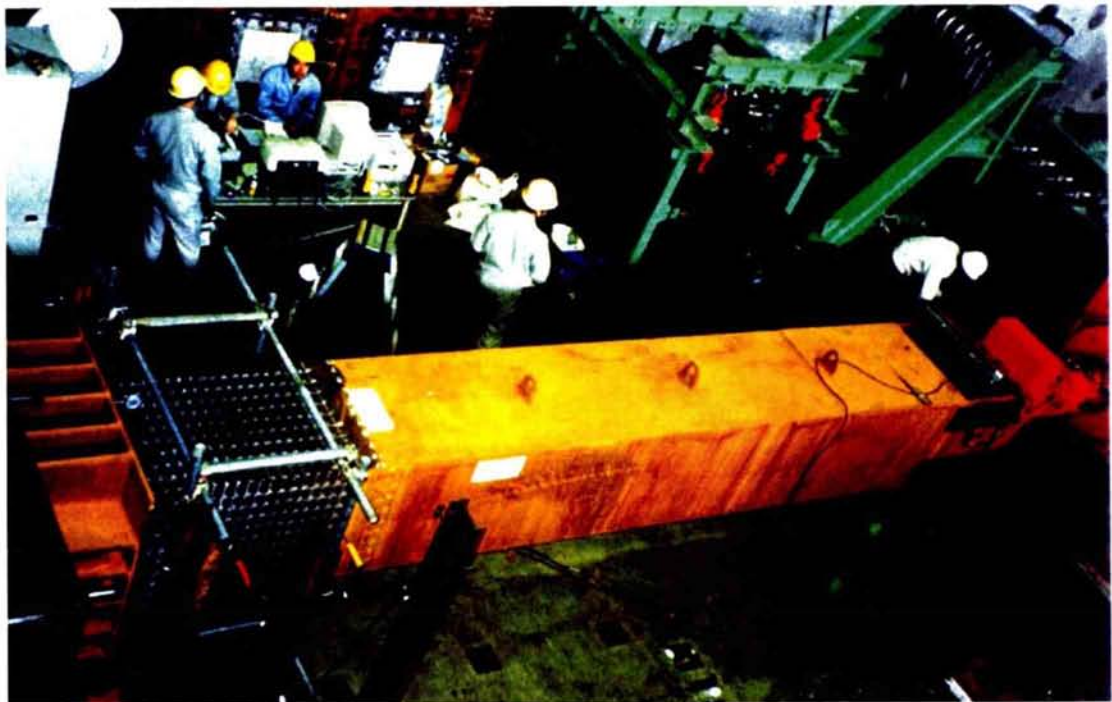


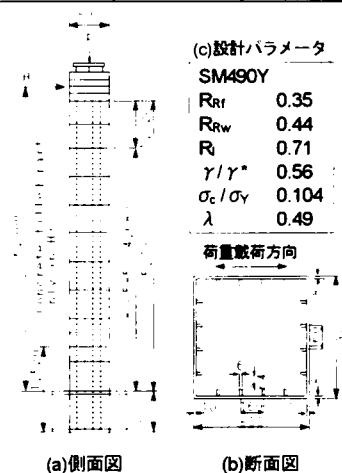
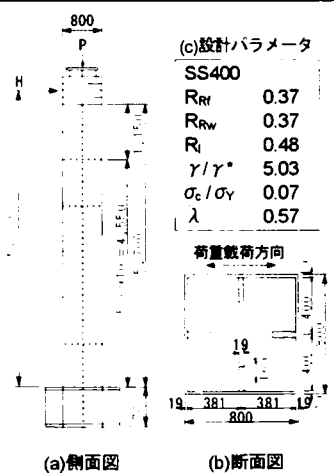
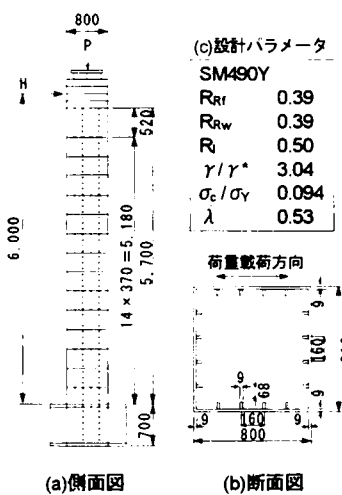
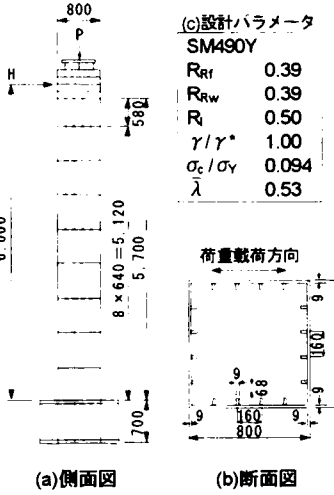
写真-2.2.1 実験供試体据え付け状況

実験は、建設省土木研究所・部材耐震実験棟において行った。写真-2.2.1に実験供試体の据え付け状況を示す。荷重載荷方法は軸力を載荷しながら変位制御で行った。

図-2.2.1には載荷方法のパターンを示している。載荷方法は、片振り載荷、単調載荷、および両振り載荷(n回)の3種類としている。ここで、nは同一載荷変位における繰り返し回数である。

表-2.2.1には、これらの実験供試体の一覧を示している。(表中 R_R の添字 f と w は、それぞれフランジ、およびウェブを表す。)

表-2.2.1 実験供試体の一覧

供試体名	H1	H2	H3	H4
荷重載荷方法	片振り載荷 (片側)	両振り載荷 (3回)	両振り載荷 (3回)	両振り載荷 (10回)
実験供試体 P=1284KN	 <p>(c)設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.35 R_{Rw} 0.44 R_f 0.71 γ/γ^* 0.56 σ_c/σ_y 0.104 λ 0.49</p> <p>荷重載荷方向</p> <p>(a)側面図 (b)断面図</p>			 <p>(c)設計パラメータ SS400 R_{Rf} 0.37 R_{Rw} 0.37 R_f 0.48 γ/γ^* 5.03 σ_c/σ_y 0.07 λ 0.57</p> <p>荷重載荷方向</p> <p>(a)側面図 (b)断面図</p>
供試体名	H5	H6	H7	H8
荷重載荷方法	単調載荷 (両側)	両振り載荷 (1回)	両振り載荷 (2回)	両振り載荷 (1回)
実験供試体 P=1284KN	 <p>(c)設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.39 R_{Rw} 0.39 R_f 0.50 γ/γ^* 3.04 σ_c/σ_y 0.094 λ 0.53</p> <p>荷重載荷方向</p> <p>(a)側面図 (b)断面図</p>			 <p>(c)設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.39 R_{Rw} 0.39 R_f 0.50 γ/γ^* 1.00 σ_c/σ_y 0.094 λ 0.53</p> <p>荷重載荷方向</p> <p>(a)側面図 (b)断面図</p>

注) R_{Rf} : 板パネルの幅厚比パラメータ (フランジ)
 R_f : 縦補剛材の幅厚比パラメータ
 σ_c : 軸圧縮応力
 λ : 細長比パラメータ
 R_{Rw} : 板パネルの幅厚比パラメータ (ウェブ)
 γ/γ^* : 補剛材剛比
 σ_y : 降伏点

単位 (mm)

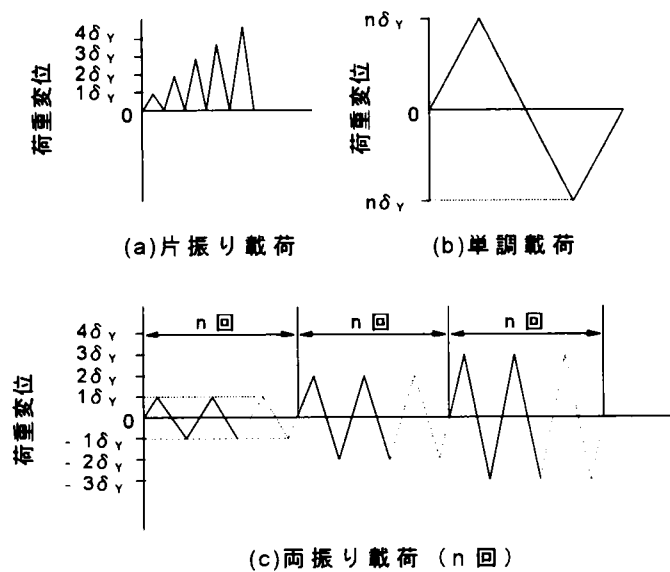


図-2.2.1 荷重載荷方法

供試体 H1～H4 を用いた実験は、平成 5 年度に実施され、これらの対象とする地震動は繰り返し回数が多いものである（タイプⅠ）。これに対し、供試体 H5～H8 は、比較的繰り返し回数が少ない地震動を対象としている（タイプⅡ）。
図-2.2.2 には土木研究所実験ピット内の載荷装置の配置図を示す。

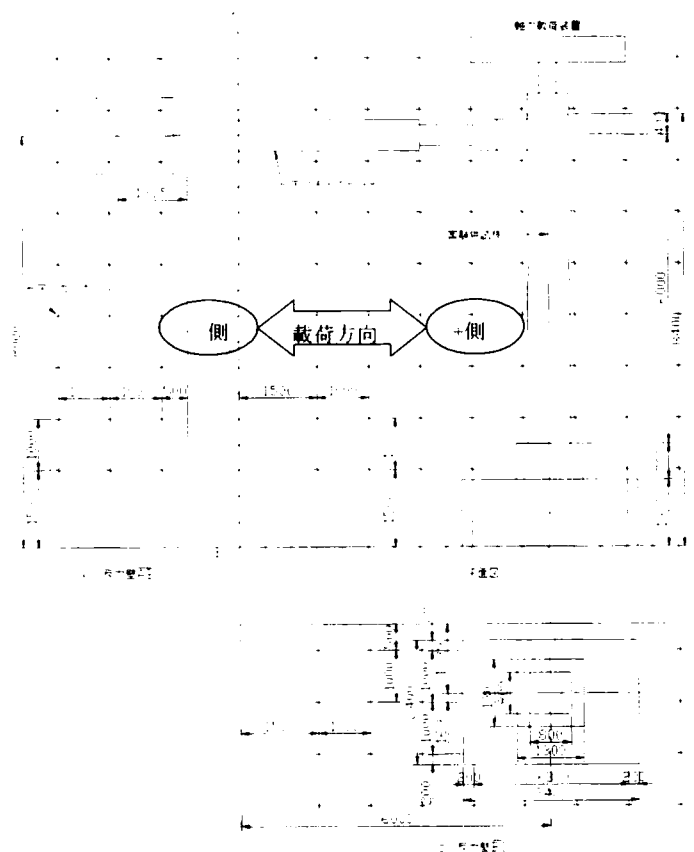


図-2.2.2 実験ピット配置図（寸法単位：mm）

基本モデル（供試体 H1～H3）の実験は、既設鋼箱形断面橋脚の耐荷力特性を把握し、地震時保有水平耐力の照査法確立のための基礎データを得るためのものである。供試体の設計にあたり、原則として材質は実物と同じものを使用し、載荷装置の関係で、その寸法倍率は 0.32 とした。また、できるだけ忠実に対象橋脚の詳細部も再現するようにした。製作する供試体は、3 体（H1～H3）とし、それらの鋼断面はすべて同じである。

供試体 H1 は、鋼部材のみで構成されている。載荷方法は変位制御とし、所定の変位まで供試体頂部を変位させた後、除荷し、再び載荷する片振りの静的載荷とする。この実験の目的は、鋼部材のみで構成された鋼箱形断面橋脚の基本性状の把握であり、後の実験および解析における基本データ（降伏水平荷重 H_y 、降伏水平変位 δ_y 等）の収集にある。

供試体 H2 は、供試体 H1 と同様寸法の供試体であるが、その載荷方法は完全両振りの繰り返し載荷としている。その目的は、既往の実験的研究と同様に地震荷重を想定した繰り返し載荷を行うことにより、地震時の鋼箱形断面橋脚の挙動を実験的に把握することにある。

供試体 H3 は、中埋めコンクリートがベースプレートの下端より 1,520mm の高さまで充填されている。この載荷方法は供試体 H2 と同様に、完全両振りの繰り返し載荷実験とする。これは、通常の鋼箱形断面橋脚の中に充填されているコンクリートが、阪神高速道路公団における標準設計の構造詳細を採用した鋼箱形断面橋脚の耐震性に及ぼす影響を明らかにすることを目的とする。

実験は基本モデル（H1～H3）と同様に軸圧縮力（1284kN）を載荷しながら、変位制御で行った。表-2.2.2 には実験に使用した荷重載荷装置の諸元を示す。

表-2.2.2 荷重載荷装置の能力

載荷装置	項 目	性 能
水平方向 載荷装置	軸 力	$\pm 1225\text{kN}$ (動的) $\pm 1470\text{kN}$ (静的)
	最大ストローク	$\pm 500\text{mm}$
	最大速度	$\pm 1\text{m/sec}$
	周波数レンジ	DC～30Hz
	長 さ	5m
	重 量	39kN
	軸 力	$\pm 1960\text{kN}$ (圧縮) 490kN (引張)
軸方向 載荷装置	最大ストローク 限 界 移 動 量	$\pm 300\text{mm}$ $\pm 500\text{mm}$ (水平方向) $\pm 10\text{mm}$ (鉛直方向) ・ 5°
	載荷速度	0.1m/sec
	許容周波数	DC 0.5Hz～30Hz

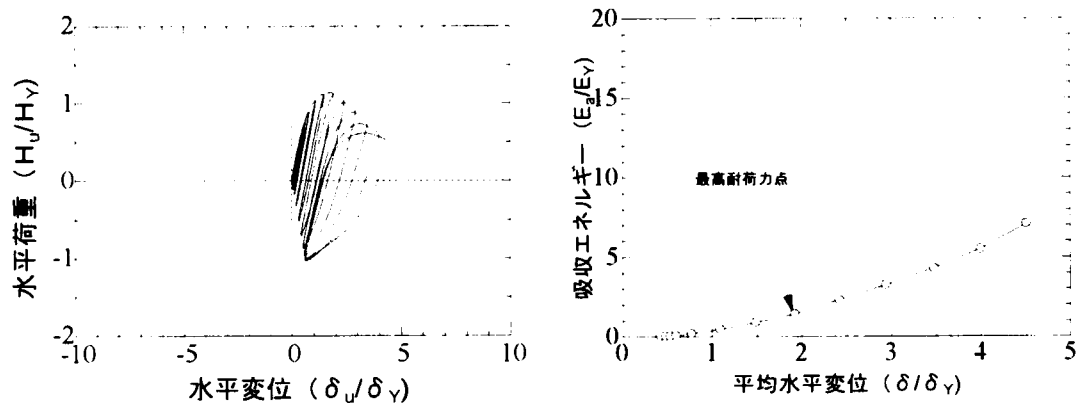
2.2.2 基本モデルの実験結果と考察 2)~4) . 6)~9)

(1) 供試体 H1 実験結果

図-2.2.3(a)には供試体 H1 の頂部水平荷重と水平変位との関係を示している。供試体 H1 の最高耐荷力 H_u は 633kN であり、その時の水平変位 δ_u は 129.68mm であった。変位が降伏変位 $\delta_Y = 52.8\text{mm}$ を越えると、 $H = 0.0\text{kN}$ において、残留変位が観察されたが、座屈現象は発生しなかった。

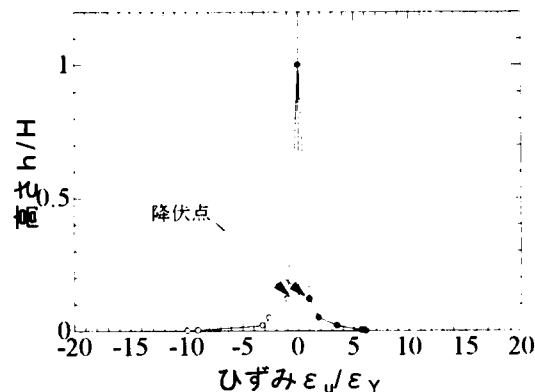
荷重が H_u に達した直後、供試体基部の圧縮応力状態のフランジパネルに座屈による明確な面外変位が発生し始めた。その後、圧縮側パネルの面外変位が増大するにつれて強度は低下した。発生した座屈モードはダイアフラム位置を節とする補剛板パネル全体にわたるものであった。この時、圧縮応力状態のフランジパネル全体は塑性域に達していたため、発生した座屈は塑性座屈である。

図-2.2.3(b)には供試体 H1 の载荷実験結果から算出した各荷重载荷サイクルごとの吸収エネルギー量と平均水平変位との関係を示している。図中では吸収エネルギー量 E_a を降伏時エネルギー E_Y で除し、また水平変位 δ を降伏水平変位 δ_Y で除して、それぞれを無次元化している。各载荷サイクルにおける吸収エネルギー量は座屈発生後に生じた耐荷力の低下後も増大していることがわかる。そして、最終载荷サイクルにおける吸収エネルギー量 E_a は降伏時エネルギー E_Y のおよそ7倍に達している。



(a) H_u/H_Y と δ/δ_Y との関係

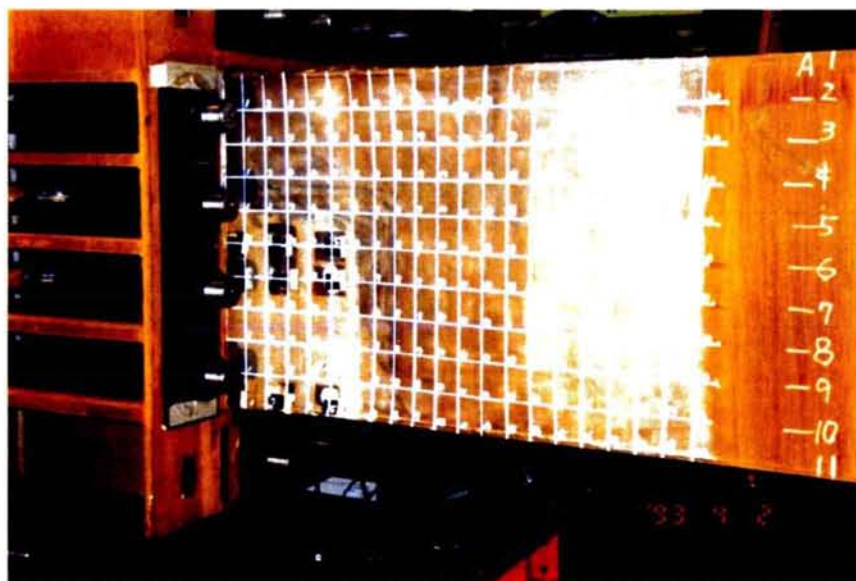
(b) E_a/E_Y と δ/δ_Y との関係



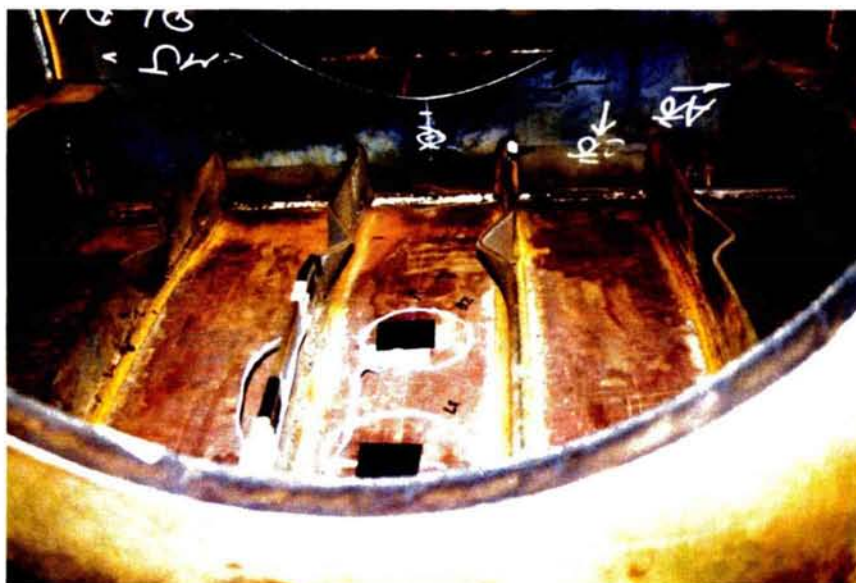
(c) 供試体高さ方向ひずみ分布

図-2.2.3 実験結果 (供試体 H1)

図-2.2.3(c)には供試体 H1 の最高耐荷力点における供試体の高さ方向のひずみ分布を示している。図中のひずみは各断面のコーナー部（ウェブ縁端）のものである。ここで、引張りひずみを正としている。降伏位置は降伏点 $\sigma_Y = 399 \text{ N/mm}^2$ より求め、最下端のひずみ値は、実験より得られた値を外挿して求めたものである。供試体 H1 においては塑性化している領域は供試体の全高の約 15.0%であり、最下端の圧縮ひずみ ϵ_u は降伏時ひずみ ϵ_Y の 10 倍に達していることがわかる。



(a) H1 フランジ座屈状況



(b) H1 縦補剛材座屈状況

写真-2.2.2 供試体 H1 崩壊状況

写真-2.2.2には供試体 H1 の最終崩壊モードを示している。写真-2.2.2(a)はフランジの座屈状況であり、写真-2.2.2(b)は実験終了後に供試体 H1 を切断し、内部を撮影したものである。これらより、供試体 H1 の崩壊座屈モードはダイアフラム位置を節とする補剛板パネル全体にわたるものであり、内側の縦補剛材も横倒れ座屈していることがわかる。

(2) 供試体 H2 実験結果

図-2.2.4(a)には供試体 H2 の頂部水平荷重と水平変位との関係を示している。供試体 H2 の最高耐荷力 H_u は 665kN であり、その時の水平変位 δ_u は 106.85mm であった。 $\delta = 90\text{mm}$ の載荷サイクル時、圧縮応力状態のフランジパネル中央部に約 2mm の微小な面外変位が確認された。また、その時、供試体基部のコーナー部のビード止端部に微小なクラックが生じていた。

H_u に達した後、同一変位における載荷繰り返し回数に応じて面外変位が増大し、耐荷力の低下が急激に生じた。同時に供試体基部のクラックも H_u に達するまで進展するが、それ以降の進展はなかった。この時、基部の圧縮応力状態のフランジパネル全体が供試体 H1 と同様に塑性域に入っていた。すなわち、供試体 H2 の耐荷力の低下は塑性域における補剛板の顕著な局部座屈に起因して生じた。

図-2.2.4(b)には供試体 H2 の載荷実験結果から算出した各荷重載荷サイクルの吸収エネルギー量と平均水平変位との関係を示している。図中では吸収エネルギー量 E_a を降伏時エネルギー E_Y で除し、また水平変位 δ を降伏水平変位 δ_Y で除してそれぞれを無次元化している。

各載荷サイクルにおける吸収エネルギー量は座屈発生後に生じた耐荷力の低下後も増大しているが、基部フランジパネルの座屈による面外変位の増大とともに吸収エネルギー量が低下していることがわかる。供試体 H1 と比較して各載荷サイクルにおける供試体 H2 の吸収エネルギー量 E_a は大きい。これは、供試体 H2 の載荷方法は供試体 H1 とは異なり、両振り載荷であるため、載荷変位の絶対量は供試体 H1 のおよそ 2 倍となるため、算定される吸収エネルギー量 E_a が大きくなるためである。また、供試体 H2 の吸収エネルギー量 E_a の最大値は降伏時エネルギー E_Y のおよそ 10 倍に達していることがわかる。

図-2.2.4(c)、(d)には供試体 H2 の+側最高耐荷力点、および-側最高耐荷力点における供試体の高さ方向のひずみ分布を示している(載荷方向の±は図-2.2.3 参照)。図中のひずみ値は供試体 H1 と同様にして求めたものである。供試体 H1 の場合とは異なり、下端から 2 番目の断面において、ひずみの屈曲部が見られる。これは、最高耐荷力点付近で非常に微細な局部座屈が発生し、その影響のため、ひずみの反転が生じたためと考えられる。また、供試体 H2 においては塑性化している領域は供試体 H1 と同様に供試体の全高の約 15.0% であり、最下端の圧縮ひずみ ϵ_u は降伏時ひずみ ϵ_Y の 8 倍～13 倍に達していることがわかる。

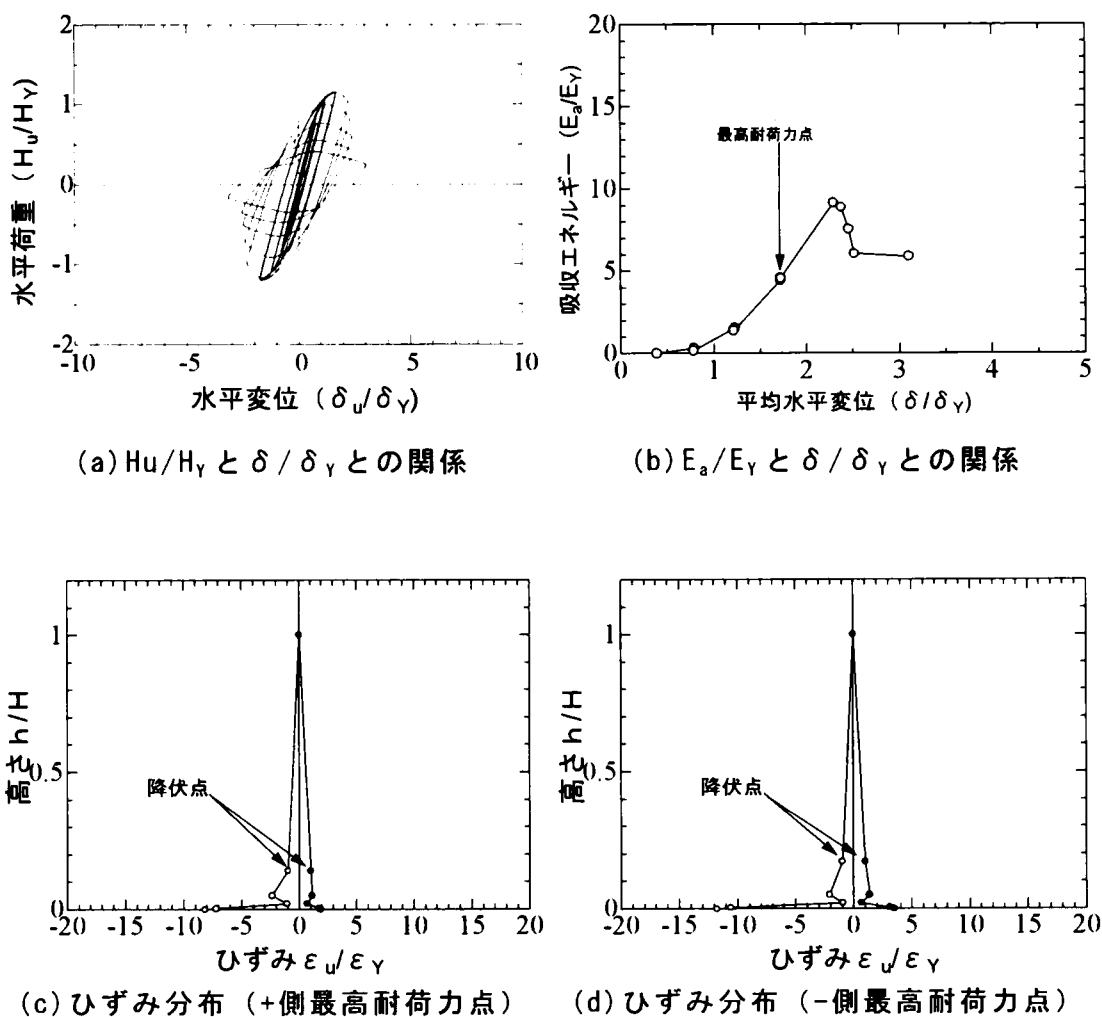
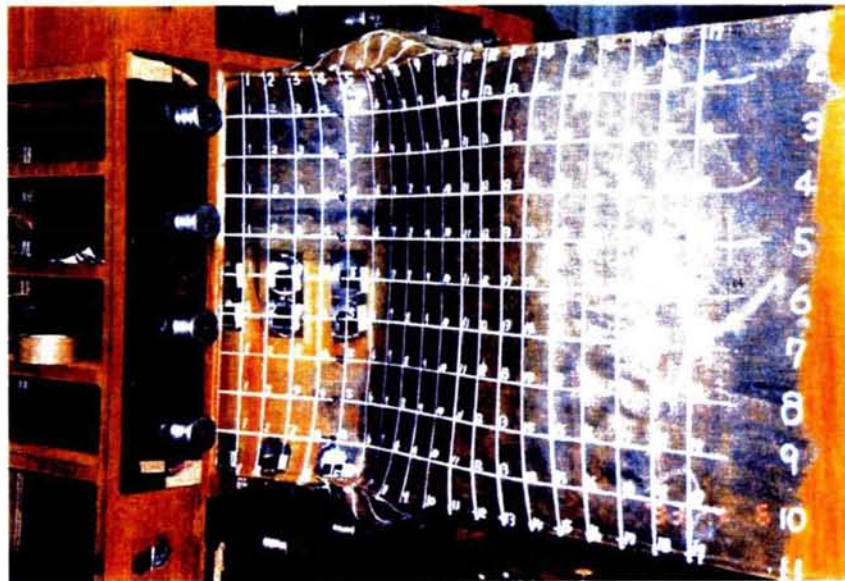


図-2.2.4 実験結果 (供試体 H2)

写真-2.2.3 には供試体 H2 の最終崩壊モードを示している。写真-2.2.3 (a) はフランジの座屈状況であり、写真-2.2.3 (b) は実験終了後に供試体 H2 を切断し、内部を撮影したものである。これらより、供試体 H2 の崩壊座屈モードはダイアフラム位置を節とする補剛板パネル全体にわたるものであり、内側の縦補剛材も横倒れ座屈していることがわかる。供試体 H1 の場合と比較して、フランジパネル、および縦補剛材の座屈による面外変位は、増大していることがわかる。これは、フランジパネルの座屈発生後も両振り载荷を実施したため、载荷変位量が供試体 H1 より、大きいことに起因している。このことから、座屈発生後の座屈による耐力の劣化は荷重载荷方法に影響されることがわかる。



(a) H2 フランジ座屈状況



(b) H2 縦補剛材座屈状況

写真-2.2.3 供試体 H2 崩壊状況

(3) 供試体 H3 実験結果

図-2.2.5 (a)には供試体 H3 の頂部水平荷重と水平変位との関係を示している。実験供試体 H3 の最高耐荷力 H_u は 733kN であり、その時の水平変位 δ_u は 133.15mm であった。 $\delta = 60\text{mm}$ の载荷サイクルの時に、供試体 H2 と同様に、供試体基部のコーナー部のビード止端部に微小なクラックが発生した。その後、 $\delta = 120\text{mm}$ の载荷サイクルまでこのクラックは進展したが、中埋めコンクリート上部の圧縮応力状態のフランジパネルに座屈が発生し終局状態に達し、この座屈発生後、クラックの進展は止まった。この時、圧縮応力状態の

フランジパネル全体が供試体 H1、および H2 と同様にほぼ塑性域に入っていた。

図-2.2.5(b)には供試体 H2 の荷重実験結果から算出した各荷重荷重サイクルの吸収エネルギー量と平均水平変位との関係を示している。図中では吸収エネルギー量 E_a を鋼単独断面の降伏時エネルギー E_Y で除し、また水平変位 δ を降伏水平変位 δ_Y で除してそれぞれを無次元化している。各荷重サイクルにおける吸収エネルギー量は座屈発生後に生じた耐荷力の低下後も増大し、供試体 H2 の場合と異なり、吸収エネルギー量の低下は見られないことがわかる。また、供試体 H2 と比較して各荷重サイクルにおける吸収エネルギー量 E_a は供試体 H3 のそれは大きい。供試体 H3 の吸収エネルギー量 E_a の最大値は降伏時エネルギー E_Y のおよそ 15 倍に達している。

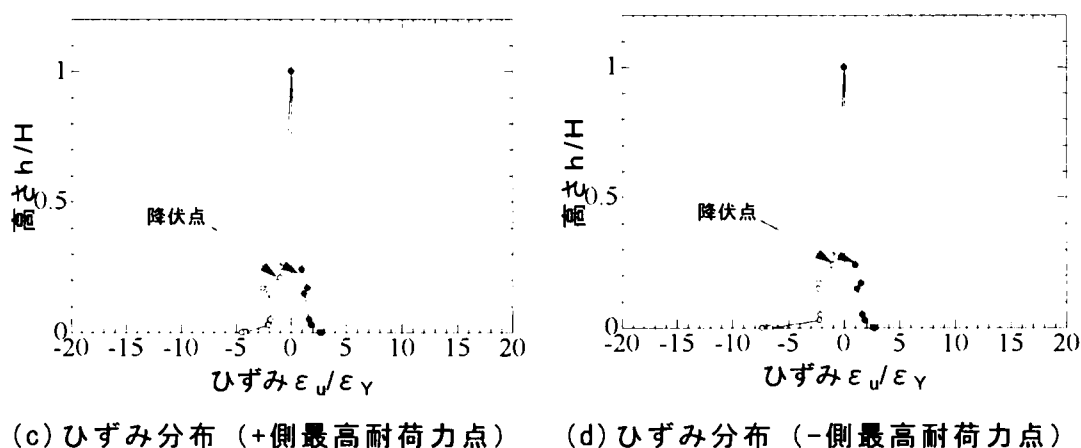
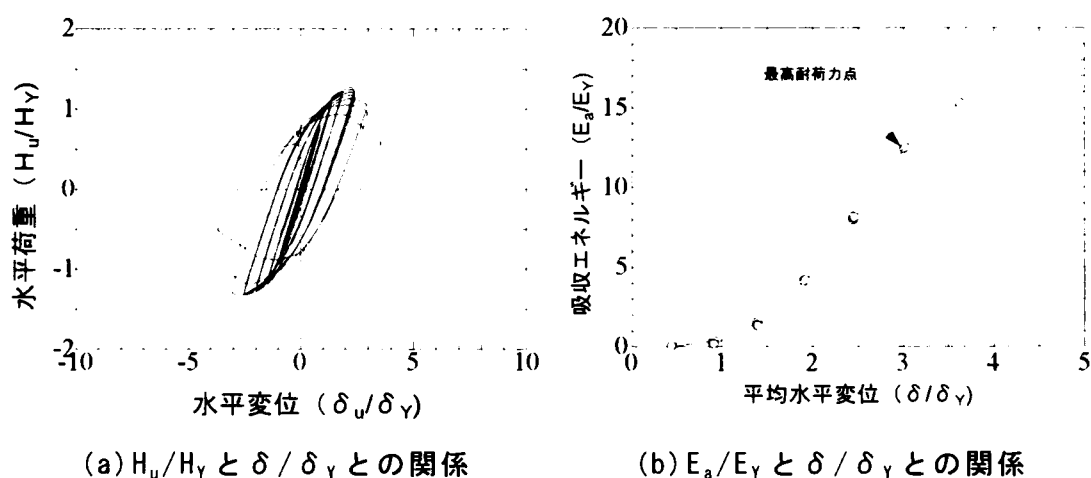


図-2.2.5 実験結果 (供試体 H3)

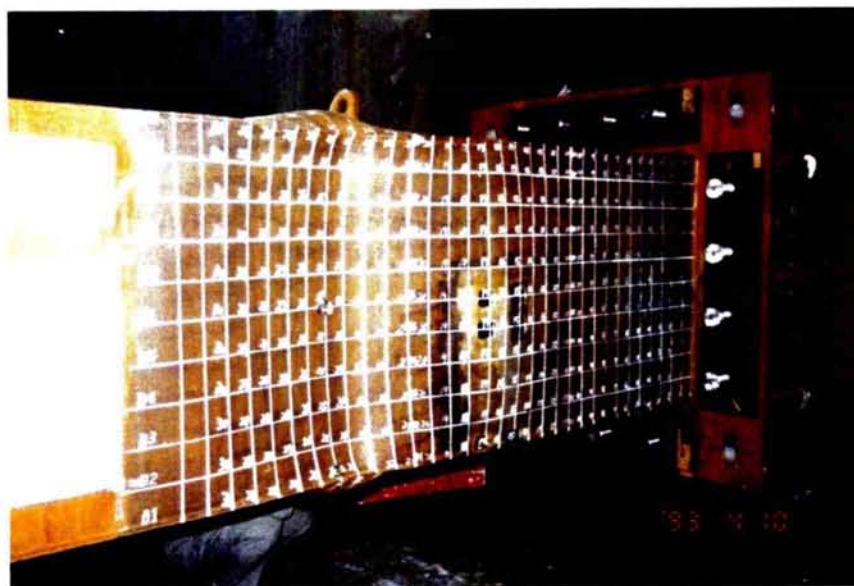
図-2.2.5(c)、(d)には供試体 H3 の+側最高耐荷力点、および-側最高耐荷力点における供試体の高さ方向のひずみ分布を示している(荷重方向の土は図-2.2.2 参照)。図中のひずみ値は供試体 H1 と同様にして求めたものである。供試体 H3 のひずみ分布は、供試体 H1、および H2 とは、大きく異なる。これは、中埋めコンクリートが、ある程度の合成効果を発揮しているためと考え

られる。

また、供試体 H3 の塑性化領域は、全高の約 25% に達しており、さらに中埋めコンクリート充填部と真上の鋼単独断面部のひずみ分布に不連続部が見られる。供試体 H3 の最下端の圧縮ひずみ ϵ_u は降伏時ひずみ ϵ_Y の 5 倍～13 倍に達していることがわかる。

これらのことは、供試体 H3 の基部に充填されたコンクリート（以下充填コンクリートという）が鋼板との合成効果を有しているため吸収エネルギー量 E_a が供試体 H2 と比較して増加したものと考えられる。また、この充填コンクリートが鋼板との合成されることにより、基部鋼板（フランジパネル、ウェブパネル）の局部座屈の発生を抑制するだけでなく、基部の塑性化領域を増大させ、この結果、供試体 H3 の耐荷力、および変形性能が向上したものと考えられる。

写真-2.2.4 には供試体 H3 の最終崩壊モードを示している。供試体 H3 の崩壊座屈モードは充填コンクリート直上のダイアフラム位置を節とする補剛板パネル全体にわたるものであることがわかる。基部の充填コンクリートには、局部座屈の発生は見られず、供試体 H3 の耐荷力は鋼単独部に発生した鋼板の局部座屈に起因して低下したことがわかる。



(a) H3 フランジ座屈状況

写真-2.2.4 供試体 H3 の崩壊状況

(4) 基本モデル実験結果考察

図-2.2.6 には供試体 H1 と H2 の実験結果から得られた頂部水平荷重と水平変位の包絡線を示している。供試体 H2 は両振り載荷であるため+側載荷時と-側載荷時の水平荷重、および水平変位の絶対値を平均している。

供試体 H1 と H2 を比較した場合、最高耐荷力点に達するまでは、同様の経路を示しているが、最高耐荷力点に達したとき、すなわち基部の補剛版の局部

座屈の発生以降は異なった経緯を示している。供試体 H2 は供試体 H1 と比較して、急激に耐力力が減少していることがわかる。このことから、箱型薄肉補剛断面を有する鋼製橋脚の最高耐力力は荷重載荷方法の影響を受けないが、最高耐力力点以降の挙動は荷重載荷方法の影響を大きく受けることがわかる。

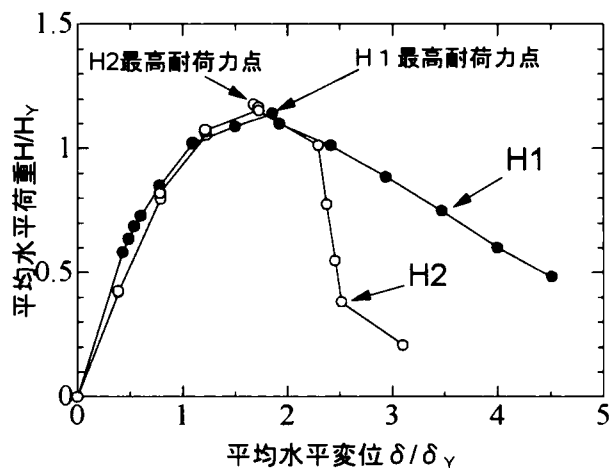


図-2.2.6 平均水平荷重と変位の包絡線（荷重載荷方法の影響）

図-2.2.7 には供試体 H1 と H2 の実験結果から得られた吸収エネルギー量 E_a/E_y と平均水平変位 δ/δ_y との関係を示している。供試体 H1 の場合は最高耐力力点以降も、吸収エネルギー量 E_a/E_y は増加しているが、供試体 H2 の場合は最高耐力力点の次の载荷サイクルでは減少している。また、供試体 H2 の各サイクルにおける吸収エネルギー量 E_a/E_y は供試体 H1 と比較して大きい。これは、供試体 H1 の荷重載荷方法が片振り载荷であったため、与えられる载荷変位が両振り载荷である供試体 H2 のおよそ 25% であることに起因している。

これらのことは、箱型断面を有する鋼製橋脚の耐力力や変形性能を反映する吸収エネルギー量 E_a は荷重載荷方法の影響を大きく受けることを示している。

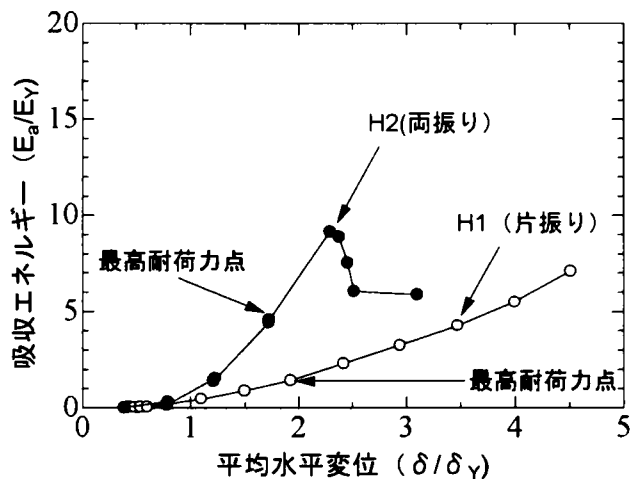


図-2.2.7 吸収エネルギー量からみた荷重載荷方法の影響

図-2.2.8には供試体 H2 と H3 の実験結果から得られた頂部水平荷重と水平変位の包絡線を示している。供試体 H2、および H3 は両振り載荷であるため+側載荷時と-側載荷時の水平荷重、および水平変位の絶対値を平均している。

供試体 H2 と H3 を比較した場合、供試体 H2 の最高耐荷力点に達するまでは、両者の水平荷重と水平変位は同様の経路を示しているが、供試体 H2 が最高耐荷力点に達したのちも供試体 H3 の耐荷力、および変形性能は増大していることがわかる。これは、基部の充填コンクリートが基部の補剛板の局部座屈を抑制し、塑性化領域において、ある程度の鋼板との合成作用を有しているためと考えられる。

供試体 H3 の耐荷力は、充填コンクリートの直上のダイアフラム間に局部座屈が発生し減少しているが、供試体 H2 と比較して低下の度合いは幾分緩やかとなっている。これは、充填コンクリートの直上のダイアフラム間に局部座屈が発生したあとは、荷重載荷方法の影響を受け、局部座屈に起因する面外変形の増大が供試体 H2 と比較して緩やかであったためと考えられる。

これらのことから、箱型断面を有する鋼製橋脚の基部に設置される充填コンクリートは薄肉補剛板の局部座屈の抑制に効果的であり、この結果、鋼箱形断面橋脚の耐荷力や変形性能の向上に寄与することがわかる。ただし、充填コンクリートが弾性域において、この剛性に与える影響は少ない。

図-2.2.9には供試体 H2 と H3 の実験結果から得られた吸収エネルギー量 E_a/E_y と平均水平変位 δ/δ_y との関係を示している。両者を比較した場合、最高耐荷力点以降も、吸収エネルギー量 E_a/E_y は増加しているが、供試体 H2 の場合は最高耐荷力点の次の載荷サイクルでは減少している。また、供試体 H2 が最高耐荷力点に達するまでの供試体 H2 の各サイクルにおける吸収エネルギー量 E_a/E_y は供試体 H3 と比較しての大きい、その差は小さい。

これに対して、供試体 H3 の最高耐荷力点における吸収エネルギー量 E_a は供試体 H2 の最高耐荷力点における吸収エネルギー量 E_a のおよそ 2.6 倍となっ

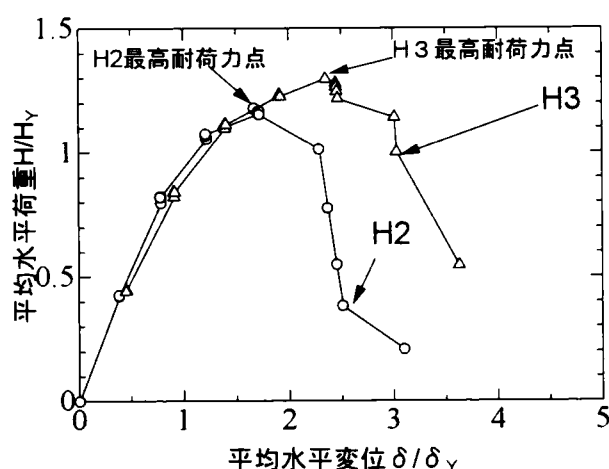


図-2.2.8 平均水平荷重と変位の包絡線（充填コンクリートの影響）

ている。これらのことから、鋼箱形断面橋脚の基部に設置される充填コンクリートは箱型断面を有する鋼製橋脚の吸収エネルギー量 E_a を大きく増大させ、鋼箱形断面橋脚の耐震性能の向上に効果的であることがわかる。

基本モデル（供試体 H1～H3）の実験結果より、明らかになったことをまとめると次のようになる。

- (1) 供試体 H1～H3 の全てにおいて、圧縮応力状態にあるフランジパネルが、ほぼ全断面降伏し、最高耐荷力点に至るまで座屈は発生しなかった。
- (2) 供試体基部、または中埋めコンクリート上部の座屈は塑性座屈であり、この座屈に起因して最高耐荷力が決定され、その後耐力の低下が生じた。
- (3) 座屈モードはダイアフラム位置を節とする補剛板パネル全体の座屈モードであり、基部の圧縮応力状態にある補剛板パネル（供試体 H1、H2）または中埋めコンクリートの上部の補剛板パネル（供試体 H3）に発生した。
- (4) 最高耐荷力点における供試体の高さ方向のコーナー部（ウェブ縁端）の圧縮ひずみ分布より、供試体 H1、H2（鋼単独断面）の塑性化している領域は、全高の約 15% である。また最下端断面の終局時の圧縮ひずみはおよそ $8\epsilon_y \sim 13\epsilon_y$ に達している。
- (5) 供試体 H1 と供試体 H2 の実験結果の比較から、鋼箱型断面橋脚の最高耐荷力点以降の非線形挙動は荷重載荷方法の影響を大きく受け、基部補剛板の局部座屈に起因する面外変位の増大に応じて急激に耐荷力は低下する。
- (6) コンクリートを打設した供試体 H3 が、最高耐荷力、および水平変位ともに最も大きく、耐力の低下の度合いも緩やかである。これは中埋めコンクリートが、基部の補剛板の局部座屈を抑制すると同時に基部の塑性化領域を拡大させるためと考えられる。

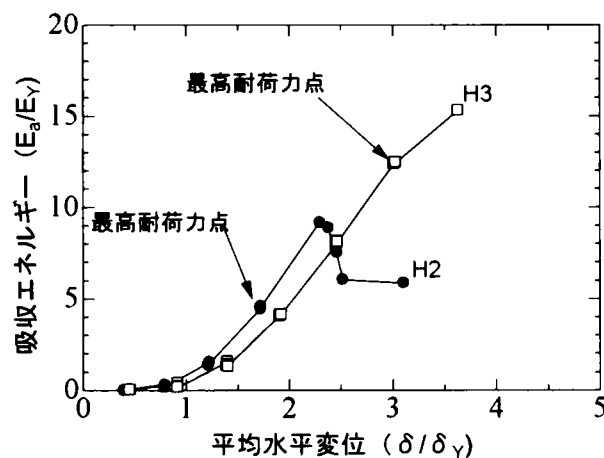


図-2.2.9 吸収エネルギー量からみた充填コンクリートの影響

2.2.3 重補剛モデルの実験結果と考察

(1) 実験供試体^{4), 5)}

図-2.2.10 には供試体 H4 の諸元を示している。供試体 H4 は SS400 鋼材により製作され、補剛板の局部座屈を抑制して変形性能を向上させるため、断面構成は次式の制限値を満足している。フランジ、およびウェブに設置した縦補剛材はそれぞれ 1 本とし、製作工程を簡略化している。

$$R_R \leq 0.4$$

式(2.2.4)

$$R_I \leq 0.5$$

式(2.2.5)

$$\gamma / \gamma^* \geq 5.0$$

式(2.2.6)

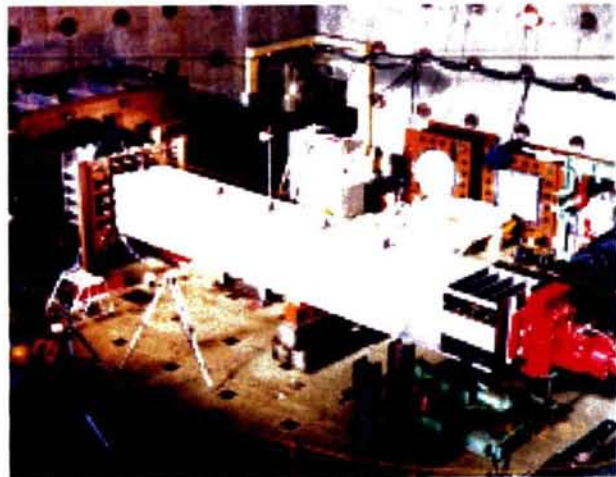
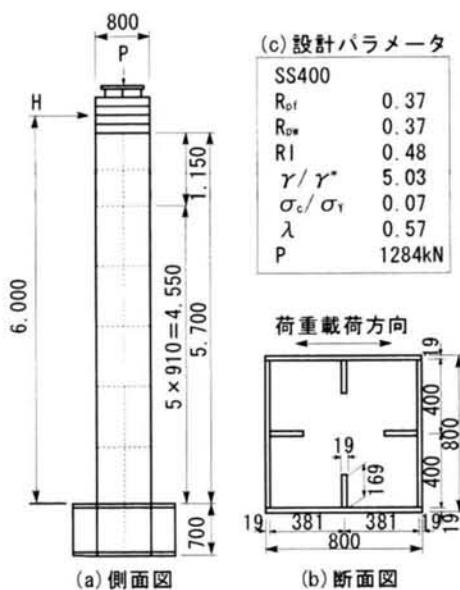


図-2.2.10 供試体 H4 の諸元

写真-2.2.5 供試体 H4 据え付け状況

写真-2.2.5 には供試体 H4 の据付状況を示している。実験は基本モデルの場合と同様に行い、供試体の頂部に軸力 1284kN を載荷しながら、変位制御で行った。載荷変位は降伏時水平変位 δ_Y を載荷単位の基準とし、両振り載荷した。各載荷サイクルの繰り返し回数は 10 回とした。

(2) 実験結果

図-2.2.11 には供試体 H4 の頂部水平荷重と水平変位との関係を示している。供試体 H4 の実験は降伏荷重以降も 10 回ずつ両振り載荷を行ったが、 $\delta = 80\text{mm}$ 載荷サイクルの載荷中に基部溶接コーナー部に微小なクラックが確認された。 $\delta = 120\text{mm}$ 載荷サイクルにウェブとベースプレートとの溶接コーナー部のクラックが進展したため、その後は各載荷サイクルを 1 回とした。

図-2.2.12 には、各載荷サイクルにおける最大水平荷重と水平変位との関係(包絡線)を示している。図中の破線線は、荷重変位曲線における最終経路を示

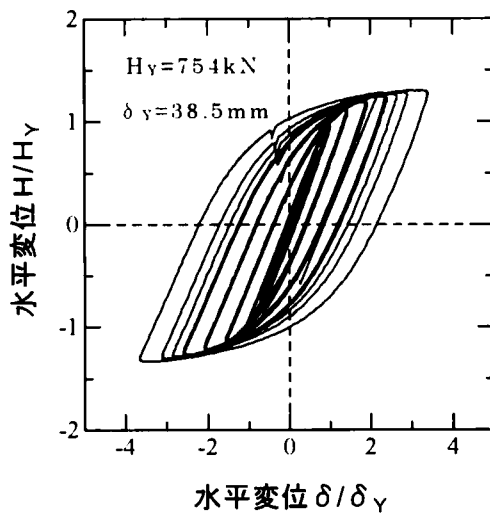


図-2.2.11 水平荷重と水平変位との関係

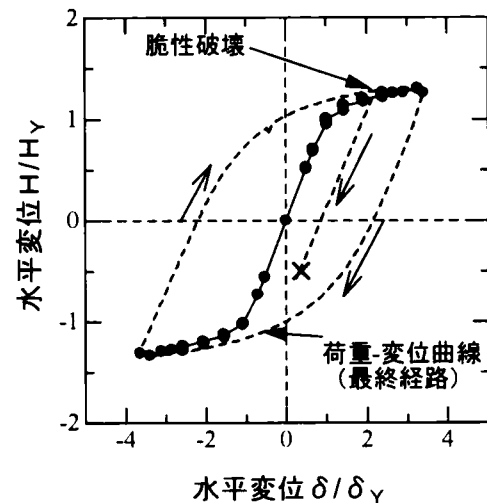


図-2.2.12 水平荷重と水平変位（包絡線）

している。供試体 H4 は終局荷重 H_u (1004kN) に達したのに、次の載荷サイクル途中において引張り側フランジに突然、脆性的なクラックが発生して断面が破断して終了した。

荷重変位包絡線において破断するまで載荷回数の影響は見られない。これは重補剛効果により圧縮側のフランジパネルの耐荷力が増加したためと考えられる。供試体 H4 は終局時には、圧縮側、引張り側フランジパネル共に塑性化しひずみ硬化領域に入っている。

本実験での載荷方法は降伏点以降の変位振幅 ($\delta_y \sim 4\delta_y$) において総載荷回数は 40 回以上である。これは、実際の大地震時に考えられる鋼箱形断面橋脚の応答変位の繰り返し回数と比較して多いものと考えられる。

図-2.2.13 には供試体 H4 の実験結果から算出した各荷重載荷サイクルの吸収エネルギー量と平均水平変位との関係を示している。図中では吸収エネルギー量 E_a を降伏時エネルギー E_y で除し、また水平変位 δ を降伏水平変位 δ_y で除して、それぞれを無次元化している。

各載荷サイクルにおける吸収エネルギー量は平均変位の増大とともに、増加し、基本モデルである供試体 H2、および H3 のような吸収エネルギー量 E_a の低下現象は見られない。これは、供試体 H4 の重補剛が補剛板の局部座屈の抑制に有効に機能したためであると考えられる。供試体 H4 の最終的な吸収エネルギー量 E_a は降伏時エネルギー E_y の約 20 倍に達しており、この点でも基本モデルである供試体 H2~H3 (降伏時エネルギー E_y の 10~15 倍) と比較して著しく増大している。これらのことは、供試体 H4 において採用した重補剛断面が鋼箱形断面橋脚の耐荷力、および変形性能の向上に有効であることを示している。

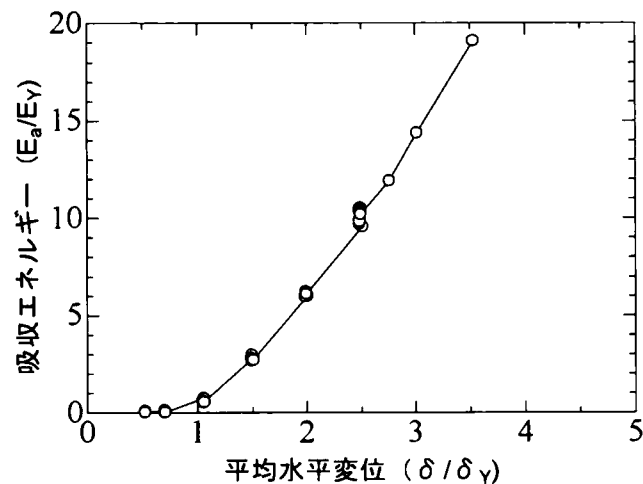


図-2.2.13 吸収エネルギー量 E_a/E_Y と平均変位 δ/δ_Y との関係

図-2.2.14 には供試体 H 4 の下端ひずみ最大時、および最高耐荷力点における供試体の高さ方向のひずみ分布を示している(載荷方向の±は図-2.2.2 参照)。最下端のひずみは、基本モデルと同様に計測したひずみより外挿して求めている。

図-2.2.14(a)、(b)は+側載荷時における下端ひずみ最大時、および最高耐荷力点における供試体の高さ方向のひずみ分布を示している。+側載荷時における下端ひずみ最大時では、ひずみ分布は安定しており、最下端の圧縮ひずみ ϵ_{cu} は降伏時ひずみ ϵ_Y の約 10 倍に達しており、引張りひずみ ϵ_{tu} は降伏時ひずみ ϵ_Y の約 12 倍に達している。特に基部の下端から全高の 5% までにひずみが集中していることがわかる。

これに対して最高耐荷力点におけるひずみ分布では、最下端の圧縮ひずみ ϵ_{cu} は降伏時ひずみ ϵ_Y の約 16 倍に達しており、引張りひずみは、大きく圧縮側に振れている。これは、ひずみゲージ近傍においてクラックが発生し、引張りひずみが開放されたためと考えられる。すなわち、供試体 H4 では局部座屈は重補剛効果により抑制されたが、鋼材の引張りひずみが累積し、疲労限界に達したものと考えられる。

供試体 H4 においては塑性化している領域は供試体全高の約 25.0% であり、最下端の圧縮ひずみ ϵ_{cu} は降伏時ひずみ ϵ_Y の 10 倍～16 倍に達しており、そのひずみ振幅は降伏時ひずみ ϵ_Y の 20 倍以上に達していることがわかる。

図-2.2.14(c)、(d)は-側載荷時における下端ひずみ最大時、および最高耐荷力点における供試体の高さ方向のひずみ分布を示している。-側載荷時における下端ひずみ最大時では、ひずみ分布は安定しており、最下端の圧縮ひずみ ϵ_{cu} は降伏時ひずみ ϵ_Y の約 9 倍に達しており、引張りひずみ ϵ_{tu} は降伏時ひずみ ϵ_Y の約 14 倍に達している。ここでも基部の下端から全高の 5% までにひずみが集中していることがわかる。これに対して最高耐荷力点におけるひずみ分布では、最下端の圧縮ひずみ ϵ_{cu} は降伏時ひずみ ϵ_Y の約 13 倍に達しており、+

側載荷時と同様に引張りひずみは、大きく圧縮側に振れている。これもまた、ひずみゲージ近傍においてクラックが発生し、引張りひずみが開放されたためと考えられる。このとき塑性化している領域は供試体全高の約 25.0% であり、最下端の圧縮ひずみ ε_u は降伏時ひずみ ε_Y の 9 倍～13 倍に達しており、そのひずみ振幅は降伏時ひずみ ε_Y の 20 倍以上に達していることがわかる。

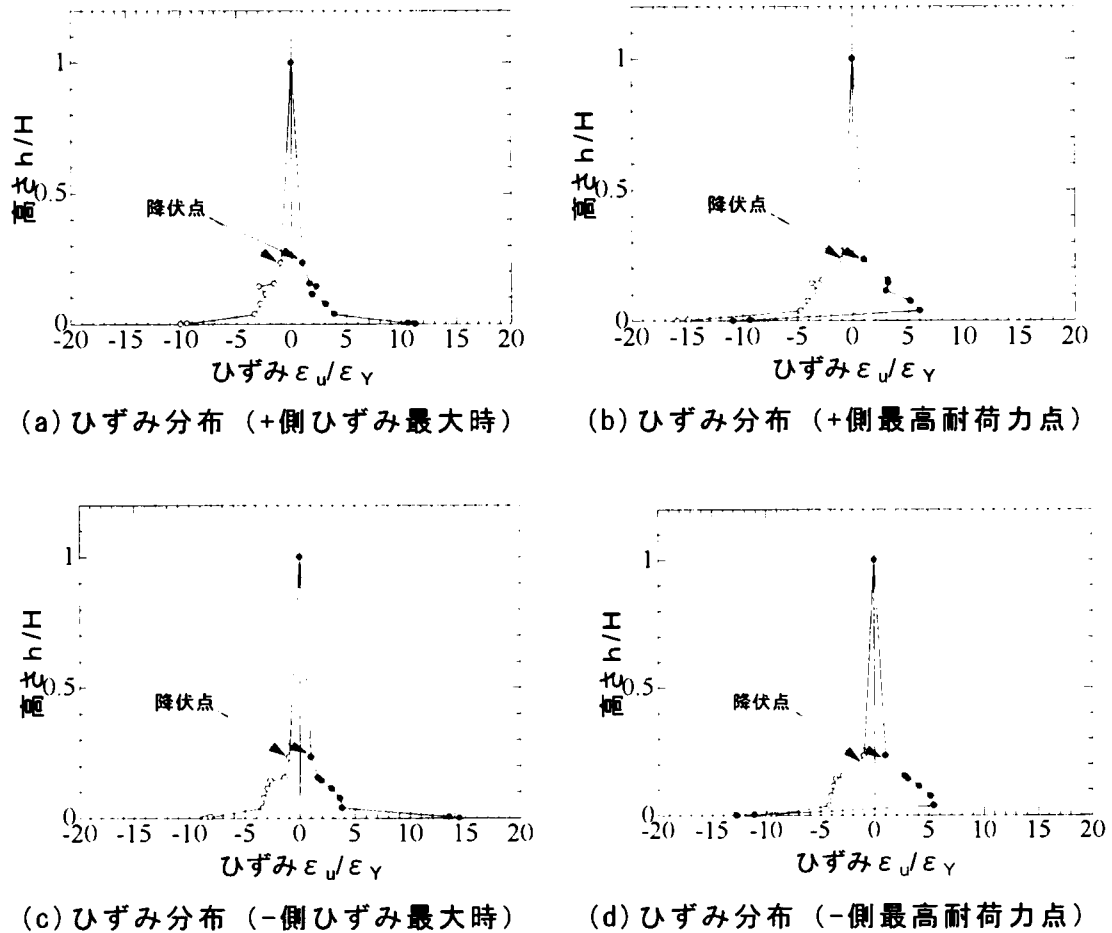


図-2.2.14 供試体 H4 のひずみ分布 (ひずみ最大時と最高耐荷力点)

図-2.2.15 には供試体 H4 の破断クラックのスケッチを示している。破断は B 面のコーナーを基点にして広がっており、C 面、および B 面にも拡大している。

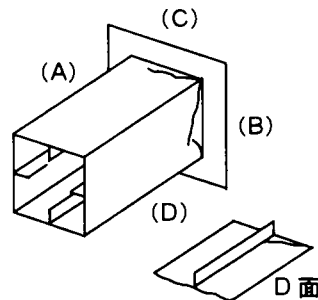
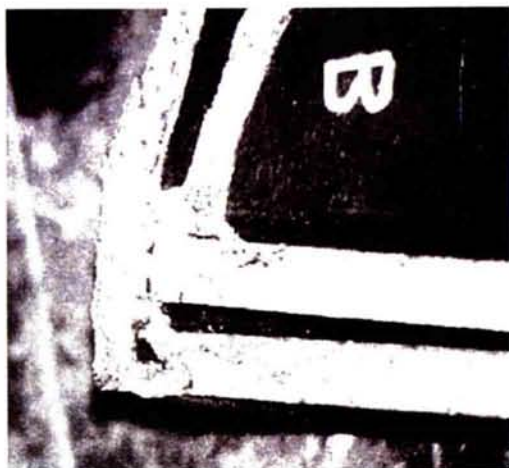


図-2.2.15 H4 供試体破断状況のスケッチ

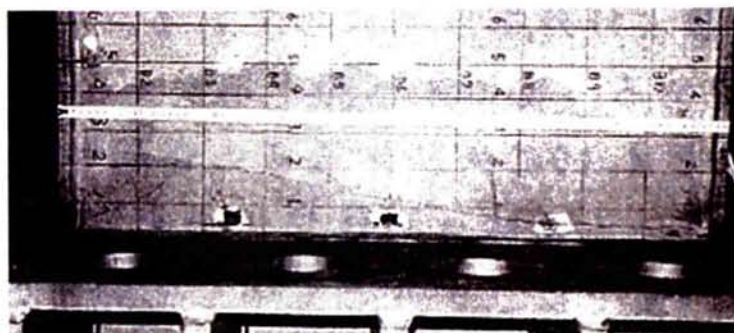
写真-2.2.6には供試体 H4 の破壊状況の写真を示している。写真-2.2.6(a)には供試体 H4 の破断面を示し、写真-2.2.6(b)には、载荷サイクル $\delta = 120\text{mm}$ 終了後に実施したおよび破断状況を示している。低サイクル疲労によると思われるクラックは、コーナー部以外は、非常に浅い。この破面より、供試体 H4 の崩壊モードは脆性破断であったことがわかる。なお、载荷実験前に実施した磁粉探傷試験時に、この部分に溶接不良によるものと思われる微細なクラック（オーバーラップ）が確認されている。



(a) 破断面拡大



(b) 磁粉探傷試験B面D側（载荷サイクル $\delta = 120\text{mm}$ ）



(c) H4供試体 B断面破断状況



(d) B面コーナー部（D側）拡大



(e) B面コーナー部（D側）拡大

写真-2.2.6 供試体H4の破壊状況

(3) 重補剛モデル（供試体 H4）実験結果考察

図-2.2.16 には供試体 H2、H3、および H4 の実験結果から得られた頂部水平荷重と水平変位の包絡線を示している。供試体 H2、H3、および H4 の実験は両振り載荷で行ったため+側載荷時と-側載荷時の水平荷重、および水平変位の絶対値を平均し、これらの平均値を、それぞれの降伏時荷重 H_Y 、および δ_Y で除して無次元化している。

供試体 H2、および H3 と供試体 H4 を比較した場合、供試体 H2、および H3 は基部、または充填コンクリート直上部の鋼単独部の補剛板に発生した局部座屈に起因して耐荷力の低下は発生したが、供試体 H4 では、耐荷力の低下は見られず、安定した変形性能を有しており、最高耐荷力点における変形性能は降伏水平変位 δ_Y の約 3 倍となっている。このことは供試体 H4 が準拠した制限値（式 2.2.4～2.2.6）が局部座屈の抑制に効果的であり、変形性能の向上に有効であることを示している。

ただし、供試体 H4 の基部ひずみ振幅量は大きく、最大時では降伏時の 20 倍以上のひずみ振幅となっており、（図-2.2.14 参照）本実験で実施した大きな載荷振幅の繰り返し載荷では、底サイクル疲労亀裂に起因する鋼箱形断面橋脚の耐震性能上好ましくない脆性的な破壊モードとなる場合があることが実験的に明らかになった。このことから、鋼製橋脚の基部構造に対しては、低サイクル疲労に対する十分な注意が必要である。

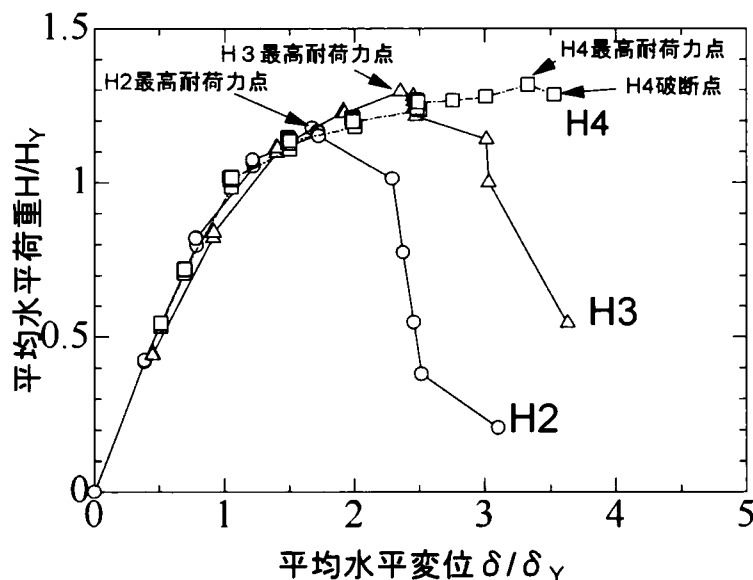


図-2.2.16 平均水平荷重と変位の包絡線（重補剛の効果）

図-2.2.17 には供試体 H2、H3、および H4 の実験結果から得られた吸収エネルギー量 E_a/E_Y と平均水平変位 δ/δ_Y との関係を示している。供試体 H2、および H3 と供試体 H4 を比較した場合、供試体 H4 の場合が最も高いエネルギー吸収量を有しており、載荷変位が小さい段階から吸収量が他の供試体と比較して大きいことがわかる。このことから、供試体 H4 で採用した重補剛断面

は鋼箱形断面橋脚の変形性能、および耐荷力の向上に効果的であることを示している。

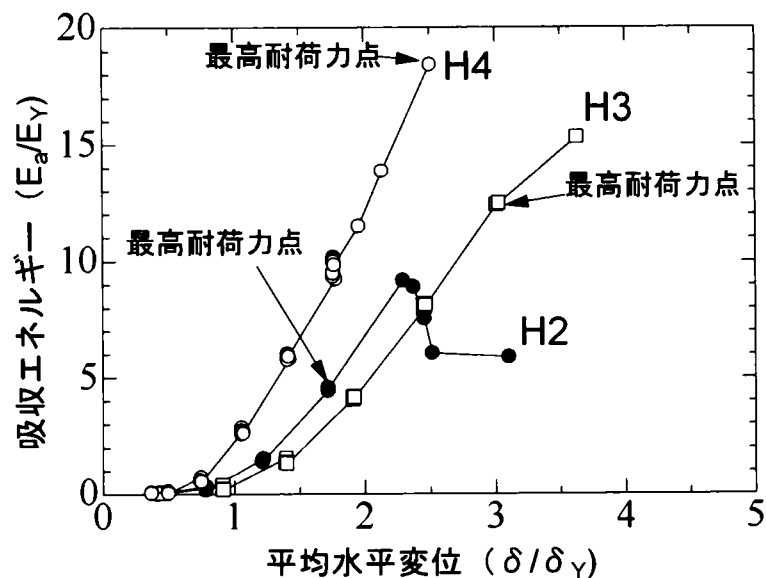


図-2.2.17 供試体 H4 供試体 H3 との比較（重補剛の効果）

重補剛モデル（供試体 H4）の実験結果より、明らかになったことをまとめると次のようになる。

- (1) 補剛材剛比および幅厚比パラメータの制限により、フランジがひずみ硬化領域に達しても局部座屈が発生せず耐荷力、および変形性能が基本モデルと比較して大きく向上した。
- (2) 供試体 H4 は、基部コーナー部に生じた微小なクラックが载荷サイクル $3\delta_\gamma$ のときに進展し、最終的には脆性的な崩壊モードとなった。
- (3) 局部座屈を抑制するために採用した重補剛断面を有する鋼製橋脚の場合、繰返し回数と、応答変位振幅等の地震荷重の特性によっては、低サイクル疲労が先行し、脆性的な破壊性状を示す可能性がある。
- (4) 今後、鋼製橋脚の耐震設計に導入される動的応答解析においては、塑性ひずみの累積が予想される部位の低サイクル疲労特性に関する注意が必要である。

2.2.4 改良モデル（供試体 H5～H8）の実験結果と考察^{9)～13)}

基本モデル（供試体 H1～H3）の実験結果から、補剛板の局部座屈を抑制することが箱型断面を有する鋼製橋脚の崩壊は補剛板の局部座屈に起因することが明らかになった。このことは、鋼箱形断面橋脚の耐荷力、および変形性能の向上に補剛板の局部座屈の抑制が有効であることを示している。

供試体 H4 では縦補剛材剛比 γ/γ^* を 5.0 以上に設定し、両振り载荷実験を行

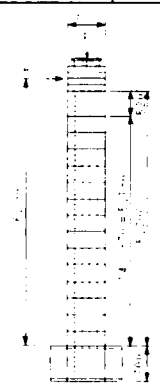
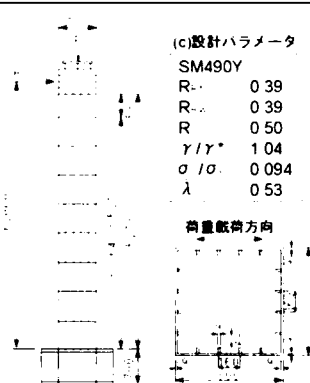
ったが、補剛板の局部座屈は抑制され、耐荷力、および変形性能は基本モデルと比較して大きく向上した。しかし、その崩壊モードは脆性的な崩壊モードとなり、ある程度の冗長性を求められる箱型断面を有する鋼製橋脚の崩壊モードとしては好ましくないものとなった。

これらの実験結果から、本実験では箱型断面を有する鋼製橋脚の最適断面構成を実験的に明らかにするため補剛板の座屈パラメータに以下に挙げる値を設定した。表-2.2.3 には改良モデルの諸元をまとめて示している。

- ①板パネルの幅厚比パラメータ $R_R=0.39$
- ②縦補剛材の幅厚比パラメータ $R_1=0.50$
- ③縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*=3.04$ (供試体 H8 のみ、 $\gamma/\gamma^*=1.00$ である)
- ④軸力比 $\sigma_c/\sigma_\gamma=0.094$
- ⑤細長比パラメータ $\lambda=0.53$

供試体 5～H6 はすべて同じ断面構成とし、荷重載荷方法が異なっている。すなわち、供試体 H5 は単調載荷とし、供試体 H6 は両振り載荷で各載荷サイクルの繰り返し数は 1 回とした。そして供試体 H7 は両振り載荷で各載荷サイクルにおける繰り返し数は 3 回とした。

表-2.2.3 改良モデル諸元一覧表

供試体名	H5	H6	H7	H8
荷重載荷方法	単調載荷 (両側)	両振り載荷 (1回)	両振り載荷 (2回)	両振り載荷 (1回)
実験供試体 P=1284KN				
	(a)側面図 (b)断面図			(a)側面図 (b)断面図
	<p>(c)設計パラメータ</p> <p>SM490Y</p> <p>R_{L-} 0.39</p> <p>R_{L+} 0.39</p> <p>R 0.50</p> <p>γ/γ^* 3.04</p> <p>σ/σ_c 0.094</p> <p>λ 0.53</p> <p>荷重載荷方向</p>			<p>(c)設計パラメータ</p> <p>SM490Y</p> <p>R_{L-} 0.39</p> <p>R_{L+} 0.39</p> <p>R 0.50</p> <p>γ/γ^* 1.04</p> <p>σ/σ_c 0.094</p> <p>λ 0.53</p> <p>荷重載荷方向</p>
注)	<p>R_{L-} 板パネルの幅厚比パラメータ (フランジ)</p> <p>R 縦補剛材の幅厚比パラメータ</p> <p>σ 軸圧縮応力</p> <p>λ 細長比パラメータ</p>			<p>R_{L+} 板パネルの幅厚比パラメータ (ウェブ)</p> <p>γ/γ^* 補剛材剛比</p> <p>σ_c 降伏点</p>
単位 (mm)				

供試体 8 の断面構成は供試体 H6、および H7 と同様であるがダイアフラム間隔を 640mm とすることにより補剛材剛比を $\gamma/\gamma^*=1.0$ に低減している。

実験は基本モデル、および重補剛モデルと同様に建設省土木研究所にて実施した。写真-2.2.7 には供試体 H5 の載荷装置への据付状況を示している。



写真-2.2.7 供試体 H5 据付状況

(1) 供試体 H5 の実験結果

図-2.2.18 には供試体 H1（片振り載荷）と供試体 H5（単調載荷）の荷重変位曲線を示している。供試体 H5 の載荷ははじめに、降伏水平変位 δ_Y の $1/3$ を載荷したのち除荷し、再度、ほぼ載荷装置の載荷限界近くである 450mm の水平変位を与えた。供試体 H5 の最高耐荷力 H_u は 783kN であり、その時の水平変位 δ_u は 192.7mm であった。荷重が H_u に達した直後、供試体基部の圧縮応力状態のフランジパネルに座屈による明確な面外変位が発生し始めた。その後、圧縮側パネルの面外変位が増大するにつれて耐荷力は低下した。発生した座屈モードはダイアフラム位置、および縦補剛材位置を節とする板パネルにおける局部座屈であった。この時、圧縮応力状態のフランジパネル全体は塑性域に達していたため、発生した座屈は供試体 H1 と同様に塑性座屈である。

供試体 H1 と比較すると、供試体 H5 の最高耐荷力はあまり変わらないが、耐荷力の低下度合いは緩やかであり、その変形性能も大きく向上している。これは設定した座屈パラメータが有効に機能し、局部座屈の発生を抑止するだけでなく、局部座屈発生後の急激な耐荷力の低下を防いでいることを示している。

図-2.2.19 には供試体 H1 と供試体 H5 の載荷実験結果から算出した各荷重載荷サイクルの吸収エネルギー量と平均水平変位との関係を示している。基本モデルの場合と同様に吸収エネルギー量 E_a を降伏時エネルギー E_Y で除し、また水平変位 δ を降伏水平変位 δ_Y で除してそれぞれを無次元化している。供試体 5 の吸収エネルギー量 E_a は供試体 H1 と比較して多く向上しているが、これは供試体 H5 の載荷方法が単調載荷の両振り 1 回載荷であることが影響しており、単純には比較できない。しかし、供試体 H5 の吸収エネルギー量 E_a は降伏時エネルギー E_Y の 50 倍以上に達しており、供試体 H1 と比較して供試体 H5 は大きな吸収エネルギー量 E_a を有していることがわかる。ここでも、設定

した座屈パラメータが箱型断面を有する鋼製橋脚の耐荷力、および変形性能の向上に有効であることが示されている。

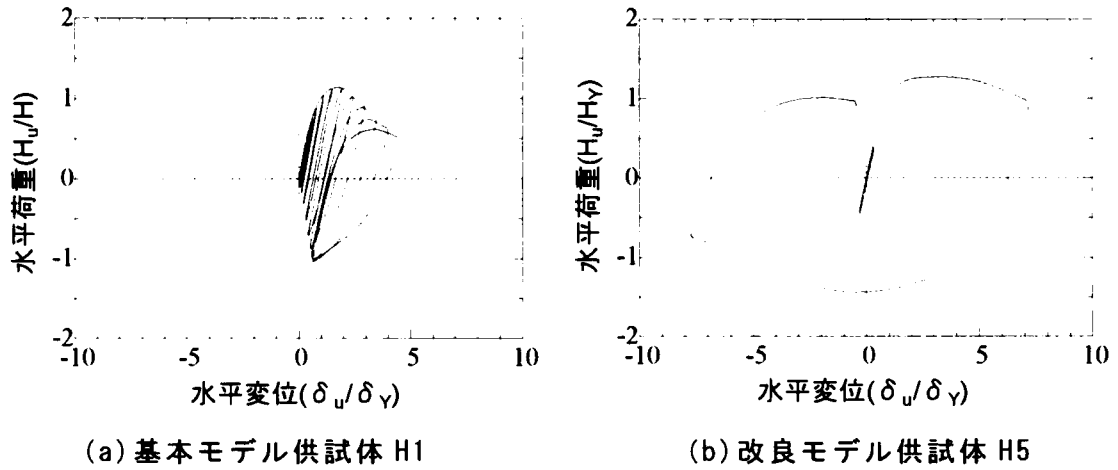


図-2.2.18 H_u/H_y と δ_u/δ_y との関係

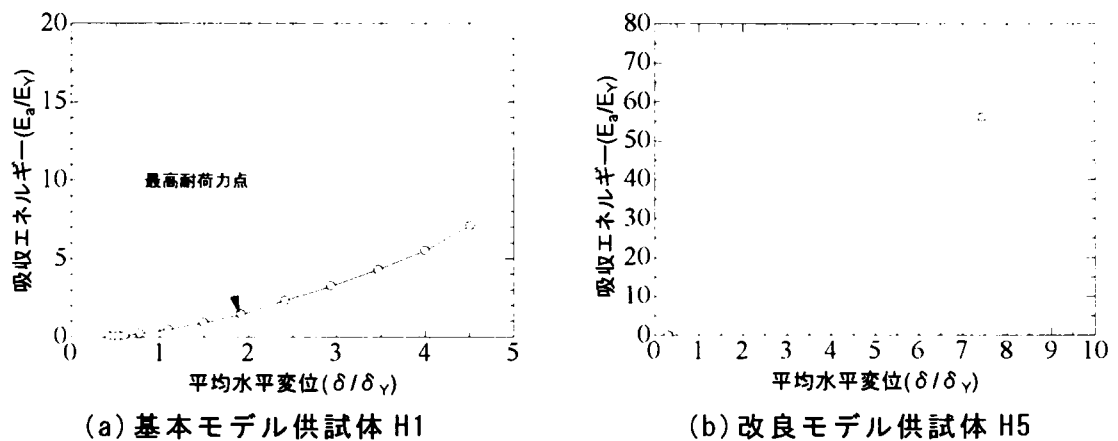


図-2.2.19 E_a/E_y と δ/δ_y との関係

図-2.2.20 には供試体 H1 と供試体 H5 の最高耐荷力点における供試体の高さ方向のひずみ分布を示している。図中のひずみは各断面のコーナー部（ウェブ縁端）のものである。ここで、引張りひずみを正としている。供試体 H5 の降伏位置は降伏点 $\sigma_y = 438 \text{ N/mm}^2$ より求め、最下端のひずみ値は、基本モデルと同様に実験より得られた値を外挿して求めたものである。供試体 H5 においては塑性化している領域は供試体の全高の約 25.0% であり、供試体 H1 と比較しても大きくなっている。また、最下端の圧縮ひずみ ϵ_u においても降伏時ひずみ ϵ_y の 30 倍に達していることがわかる。これらのことは、供試体 H5 の変形性能が供試体 H1 と比較して、大きく向上していること示している。しかし、供試体 H1 と同様に、基部から、およそ 5% 程度の高さに大きな塑性ひず

みが生じ、その変化も急激なものとなっている。このことは箱型断面を有する鋼製橋脚の特質として挙げられる。

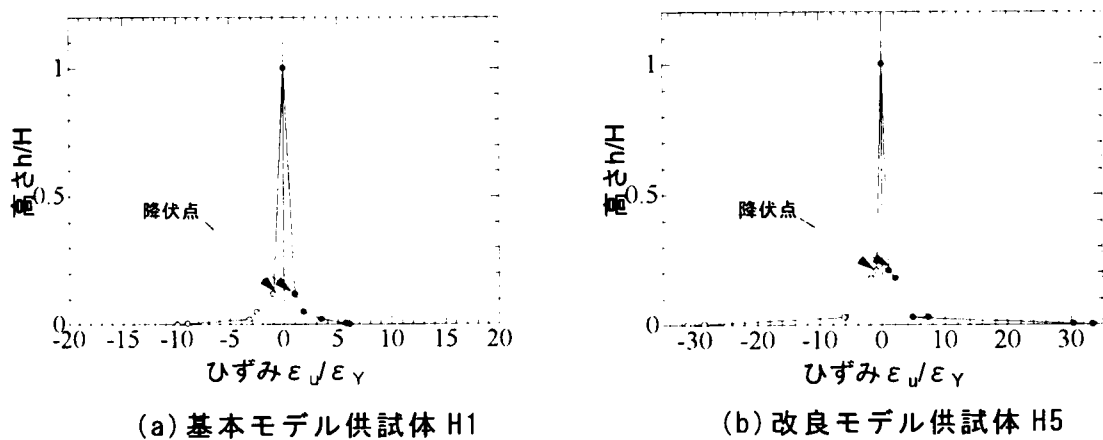
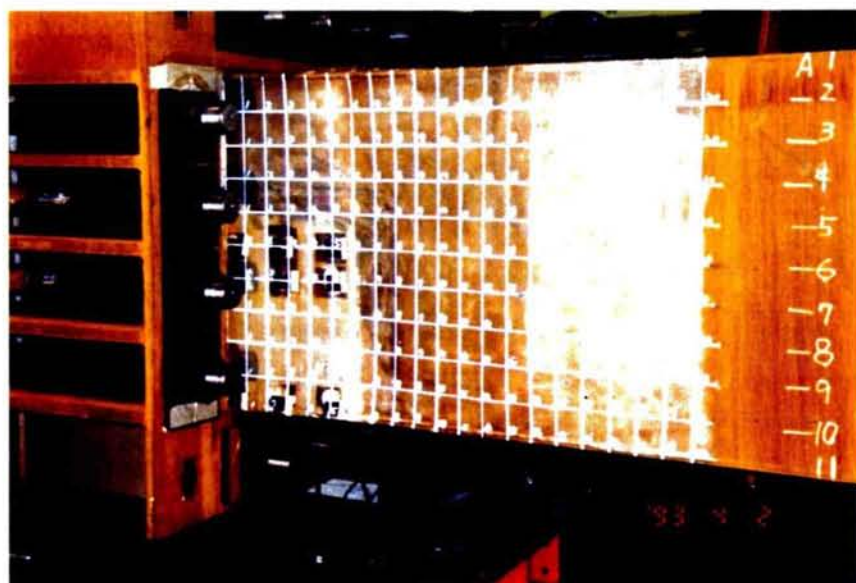


図-2.2.20 供試体高さ方向ひずみ分布

写真-2.2.8には供試体 H1 と供試体 H5 のフランジの座屈状況を示している。供試体 H1 の崩壊座屈モードはダイアフラム位置を節とする補剛板パネル全体にわたるものであったが、供試体 H5 の崩壊座屈モードはダイアフラム、および縦補剛材を節とする板パネルの座屈モードであったことがわかる。この座屈モードはフランジ全体が座屈する場合と比較して、より断面形状を保持する能力が高く座屈発生後の鋼箱形断面橋脚の急激な耐荷力の低下を抑制する座屈モードである。

写真-2.2.9には供試体 H1 と供試体 H5 の縦補剛材の座屈状況を示している。これらの写真は実験終了後に供試体を切断し、内部を撮影したものである。これらより、供試体 H5 の内部の縦補剛材も横倒れ座屈しているが、その発生位置は供試体 H1 と比較して、より基部に近く、縦補剛材の座屈範囲が小さいことがわかる。

これらのことから、設定した座屈パラメータの制限値のうち、特に縦補剛材剛比 γ/γ^* を 3.0 以上とすることで、補剛板に発生する局部座屈のモードをより、冗長性の高いダイアフラム、および縦補剛材間の板パネルの局部座屈へ誘導できることが、実験的に明らかとなった。

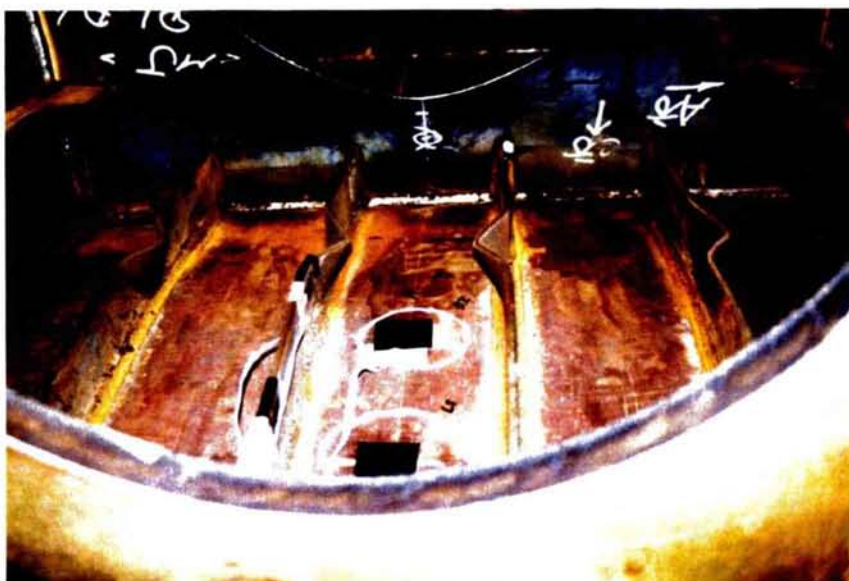


(a) H1 フランジ座屈状況



(b) H5 フランジ座屈状況

写真-2.2.8 供試体 H1 と供試体 H5 のフランジ座屈状況



(a) H1 縦補剛材座屈状況



(b) H5 縦補剛材座屈状況

写真-2.2.9 供試体 H1 と供試体 H5 の縦補剛材座屈状況

(2) 供試体 H6 実験結果

図-2.2.21 には供試体 H2 ($\gamma/\gamma^*=1.0$) と供試体 H6 ($\gamma/\gamma^*=3.0$) との荷重変位曲線を示している。供試体 H6 の最高耐荷力 H_u は 8614kN であり、その時の水平変位 δ_u は 185.8mm であった。供試体 H6 の実験では、まず縦補剛材間の板パネルに縦補剛材の位置を節とする微小な面外変位が観察された。しかし、耐荷力は低下しなかった。その後、この面外変位が増大し、断面の角部にある補剛材間の板パネルの顕著な座屈により耐荷力は低下した。発生した座屈モードは最終崩壊に至るまで、ほぼ縦補剛材位置を節とする形態を維持していた。供試体 H2 と比較して供試体 H5 の場合と同様に耐荷力、および変形性能が大きく向上したことがわかる。

これらのことは、設定した座屈パラメータに対する制限が、鋼箱形断面橋脚の耐荷力、および変形性能の向上に効果的であることを示している。特に、縦補剛材剛比 γ/γ^* の値を 3.0 以上とすることにより、座屈モードが補剛板全体の座屈モードから縦補剛材間の板パネルの座屈モードになる。この結果、薄肉補剛断面の形状保持能力が増し、耐荷力、および変形性能が向上するものと考えられる。

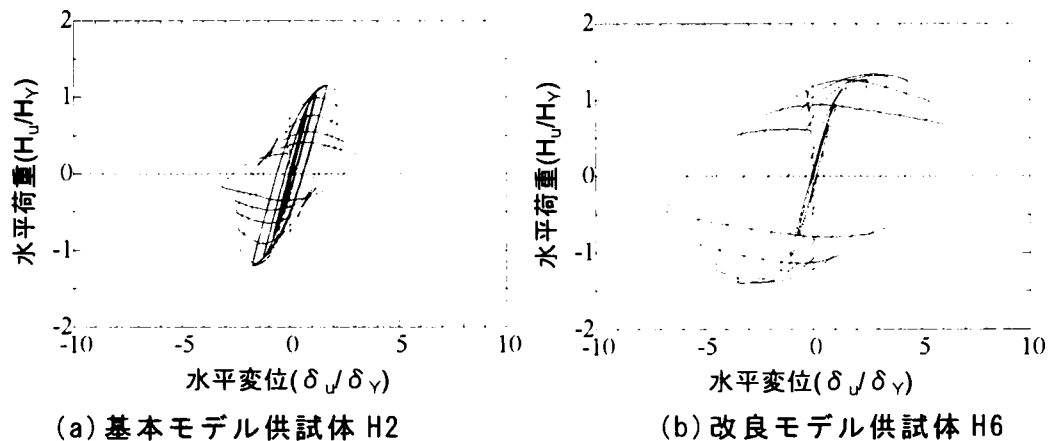


図-2.2.21 H_u/H_y と δ/δ_y との関係

図-2.2.22 には供試体 H2 と供試体 H6 の載荷実験結果から算出した各荷重載荷サイクルの吸収エネルギー量と平均水平変位との関係を示している。図中では吸収エネルギー量 E_a を降伏時エネルギー E_y で除し、また水平変位 δ を降伏水平変位 δ_y で除してそれぞれを無次元化している。供試体 H2 では各載荷サイクルにおける吸収エネルギー量は座屈発生後に生じた耐荷力の低下後も増大しているが、基部フランジパネルの座屈による面外変位の増大とともに座屈が発生した次の載荷サイクルでは吸収エネルギー量が低下している。

これに対して供試体 H6 の吸収エネルギー量 E_a は、座屈発生後も増加していることがわかる。また、供試体 H6 の吸収エネルギー量 E_a は供試体 H2 と比較して大きく向上しており、供試体 H6 の吸収エネルギー量 E_a の最大値は降伏時エネルギー E_y のおよそ 40 倍に達している。これらのことは供試体 H6 の耐

荷力、変形性能、後座屈強度、および冗長性が供試体 H2 と比較して非常に大きいことを示しており、設定した座屈パラメータが箱型断面を有する鋼製橋脚の耐荷力、および変形性能の向上に有効であることを示している。

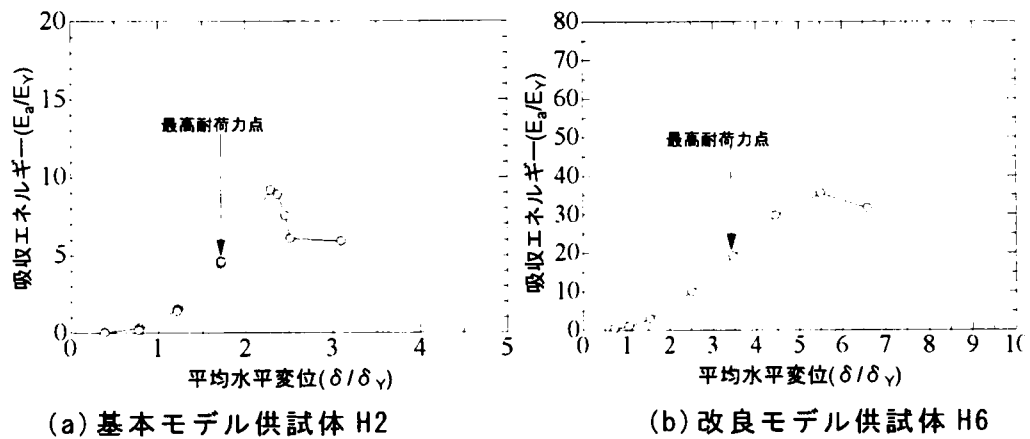


図-2.2.22 E_a/E_γ と δ/δ_γ との関係

図-2.2.23 には、供試体 H2 と供試体 H6 の+側最高耐荷力点における断面コーナー部の圧縮ひずみ、および引張りひずみの高さ方向の分布を示している。最下端のひずみは近傍のひずみゲージより得られた実験データの外挿により計算したものである。供試体 H6 の+側最高耐荷力点においては、塑性化している領域は供試体の全高の約 30%に達しており、基部のひずみは圧縮、引張りともに降伏ひずみ ϵ_γ の約 20～30 倍に達しており、供試体 H2 と比較して、塑性ひずみ、および塑性化領域も増大していることがわかる。また、供試体 H5 と同様に下端から全高の 5%程度のところで、ひずみが急激に増大していることがわかる。

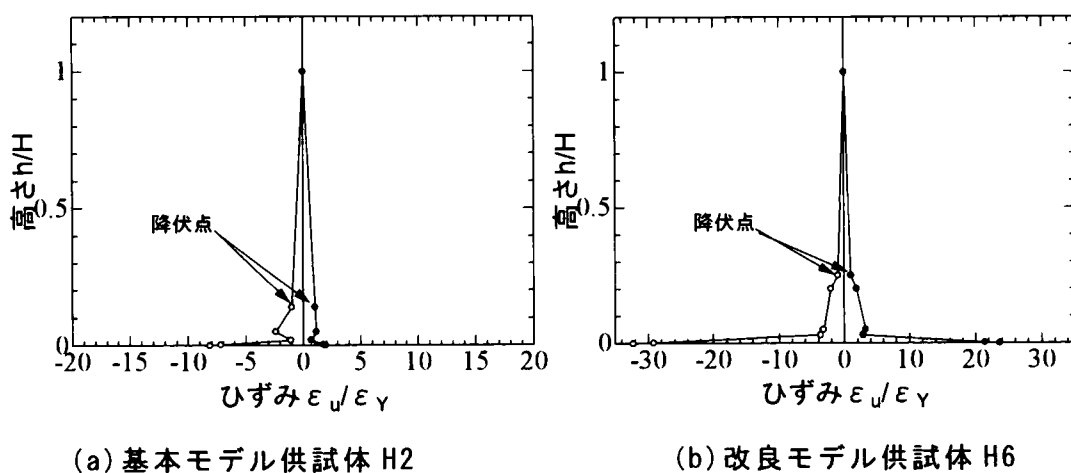


図-2.2.23 ひずみ分布 (+側最高耐荷力点)

図-2.2.24 には、供試体 H2 と供試体 H6 の-側最高耐力点における断面コーナー部の圧縮ひずみ、および引張りひずみの高さ方向の分布を示している。供試体 H6 の-側最高耐力点においても、塑性化している領域は供試体の全高の約 30%に達しており、基部のひずみは圧縮、引張りともに降伏ひずみ ϵ_Y の約 20 倍に達している。供試体 H2 と比較して、塑性ひずみ、および塑性化領域も増大していることがわかる。ここでも、+側最高耐力点と同様に下端から全高の 5%程度のところで、ひずみが急激に増大していることがわかる。

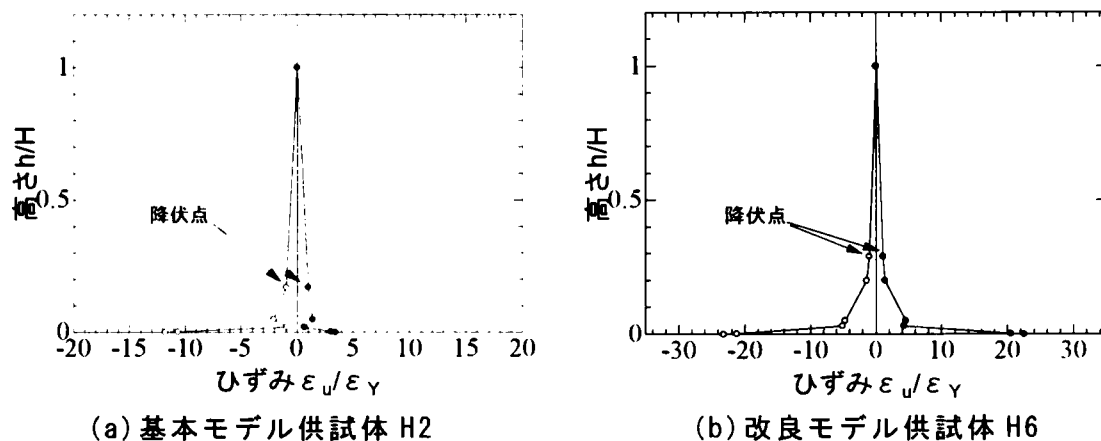
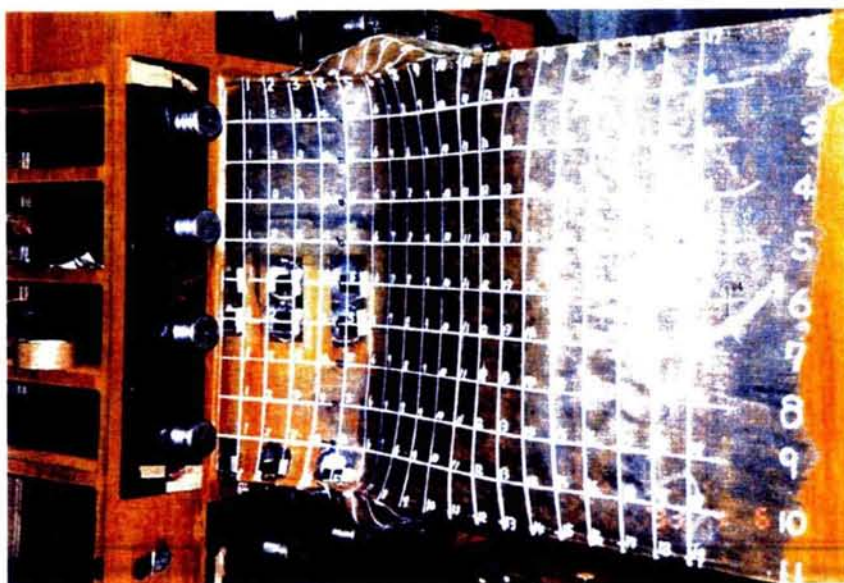


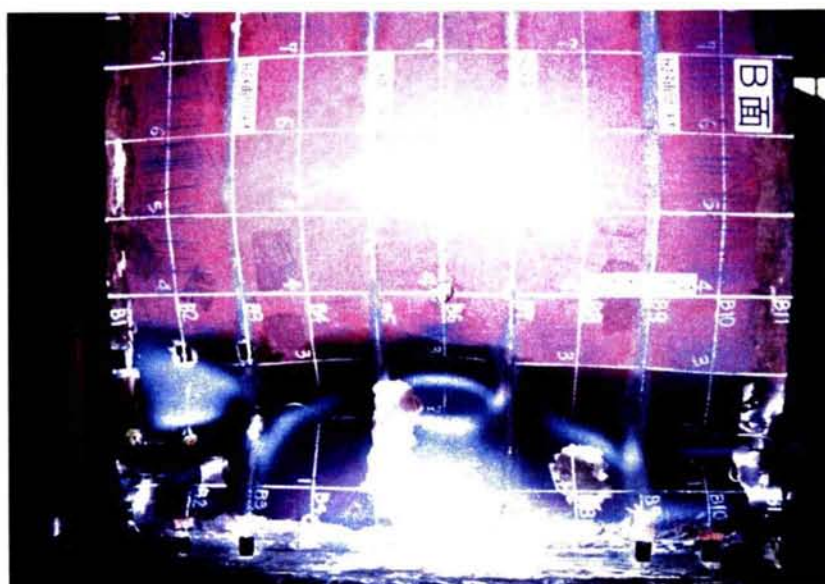
図-2.2.24 ひずみ分布 (-側最高耐力点)

写真-2.2.10 には供試体 H2 と供試体 H6 のフランジの座屈状況を示している。供試体 H2 の崩壊座屈モードはダイアフラム位置を節とする補剛板パネル全体にわたるものであったが、供試体 H6 の崩壊座屈モードは供試体 H5 と同様にダイアフラム、および縦補剛材を節とする板パネルの座屈モードであったことがわかる。この結果、両振り载荷においても、縦補剛材剛比 γ/γ^* を 3.0 以上とすることで、補剛板に発生する局部座屈のモードを冗長性の高いダイアフラム、および縦補剛材間の板パネルの局部座屈へ誘導できることが、実験的に明らかとなった。

写真-2.2.11 には供試体 H2 と供試体 H6 の縦補剛材の座屈状況を示している。これらの写真は実験終了後に供試体を切断し、内部を撮影したものである。供試体 H2、および供試体 H6 の内部の縦補剛材はともに横倒れ座屈しているが、供試体 H2 の場合は供試体 H6 と比較して外側板パネルの局部座屈による面外変位に追従して、外側板パネルと縦補剛材の溶接部の直線性が崩れていることがわかる。これに対して供試体 H6 の場合は同様な部位における直線性は保持されており、縦補剛材の形状保持能力が供試体 H2 と比較して高いことがわかる。また、供試体 H6 の縦補剛材の先端に亀裂が生じている。これは両振り载荷で実験を行ったため、縦補剛材の座屈に起因する局部的なひずみが累積して縦補剛材の先端に亀裂が生じたものと考えられる。



(a) 供試体 H2 フランジ座屈状況



(b) 供試体 H6 フランジ座屈状況

写真-2.2.10 供試体 H2 と供試体 H6 のフランジ座屈状況



(a) 供試体 H2 縦補剛材座屈状況



(b) 供試体 H6 縦補剛材座屈状況

写真－2.2.11 供試体 H2 と供試体 H6 の縦補剛材座屈状況

図-2.2.25 には供試体 H2($\gamma/\gamma^*=0.56$)と供試体 H7($\gamma/\gamma^*=3.0$)との荷重変位曲線を示している。供試体 H7 の最高耐荷力 H_u は 827kN であり、その時の水平変位 δ_u は 154.3mm であった。供試体 H7 の実験は両振り載荷で行い、各載荷サイクルの繰り返し数を 3 回としている。供試体 H7 の実験では、供試体 H6 と同様に、まず縦補剛材間の板パネルに縦補剛材の位置を節とする微小な面外変位が観察された。しかし、耐荷力は低下しなかった。その後、最高耐荷力点に達したのち、次の載荷サイクルにおいて、この面外変位が繰り返し回数に応じて増大し、断面の角部にある補剛材間の板パネルの顕著な座屈により耐荷力は低下した。発生した座屈モードは最終崩壊に至るまで、ほぼ縦補剛材位置を節とする形態を維持していた。

供試体 H6 と比較して、供試体 H7 の耐荷力、および変形性能が減少しているがその差は小さい。しかし、基本モデルの場合と同様に最高耐荷力点に達した後の耐荷力の劣化は供試体 H6 より激しいものとなっている（図-2.2.21 参照）。このことは鋼箱形断面橋脚の最高耐荷力点以降の挙動は載荷方法、すなわち地震荷重の特性に大きく影響されることを示している。また、供試体 H2 と比較して供試体 H5、供試体 H6 の場合と同様に、供試体 H7 の耐荷力、および変形性能が大きく向上したことがわかる（図-2.2.18、および図-2.2.21 参照）。

これらのことは、設定した座屈パラメータに対する制限が、鋼箱形断面橋脚の耐荷力、および変形性能の向上に効果的であることを示している。特に、縦補剛材剛比 γ/γ^* の値を 3.0 とすることにより、座屈モードが補剛板全体の座屈モードから縦補剛材間の板パネルの座屈モードになっている。この結果、薄肉補剛断面の形状保持能力が増し、耐荷力、および変形性能が向上するものと考えられる。そして、最高耐荷力点に達するまで、すなわち、局部座屈が生じるまでは、鋼箱形断面橋脚の挙動における荷重載荷方法の影響は小さい。

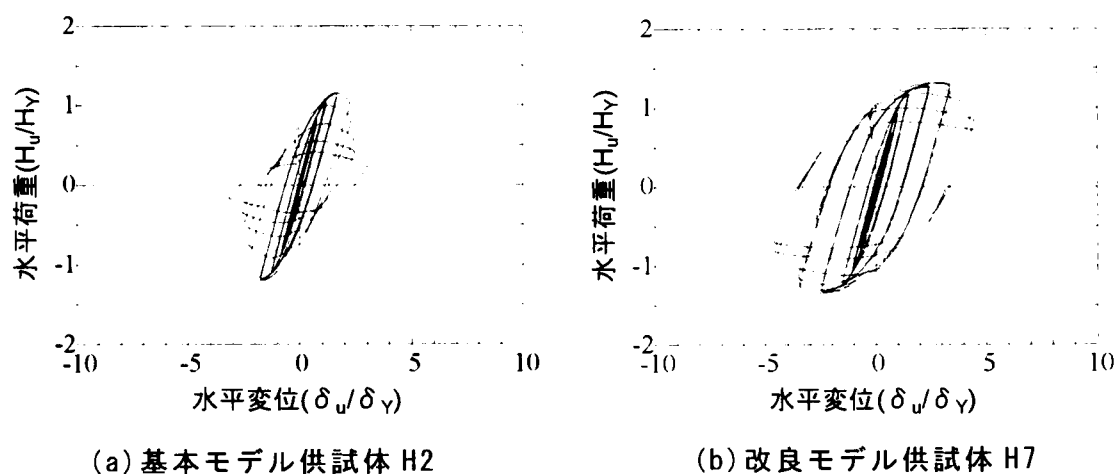


図-2.2.25 H_u/H_y と δ_u/δ_y との関係

図-2.2.26 には供試体 H2 と供試体 H7 の実験結果から算出した各荷重載荷サイクルの吸収エネルギー量と平均水平変位との関係を示している。図中では吸収エネルギー量 E_a を降伏時エネルギー E_Y で除し、また水平変位 δ を降伏水平変位 δ_Y で除してそれぞれを無次元化している。供試体 H2 では各載荷サイクルにおける吸収エネルギー量 E_a は座屈発生後に生じた耐荷力の低下後も増大しているが、基部フランジパネル座屈による面外変位の増大とともに座屈が発生した次の載荷サイクルでは吸収エネルギー量が低下している。

これに対して供試体 H7 の吸収エネルギー量 E_a も座屈発生後に生じた耐荷力の低下後も増大しているが、基部フランジパネルの座屈による面外変位の増大とともに座屈が発生した次の載荷サイクルでは吸収エネルギー量が低下している。しかし、供試体 H2 と比較して大きく向上しており、供試体 H7 の吸収エネルギー量 E_a の最大値は降伏時エネルギー E_Y のおよそ 30 倍に達している。

これらのことは供試体 H7 の耐荷力、変形性能が供試体 H2 と比較して非常に大きいことを示しており、設定した座屈パラメータが箱型断面を有する鋼製橋脚の耐荷力、および変形性能の向上に有効であることを示している。

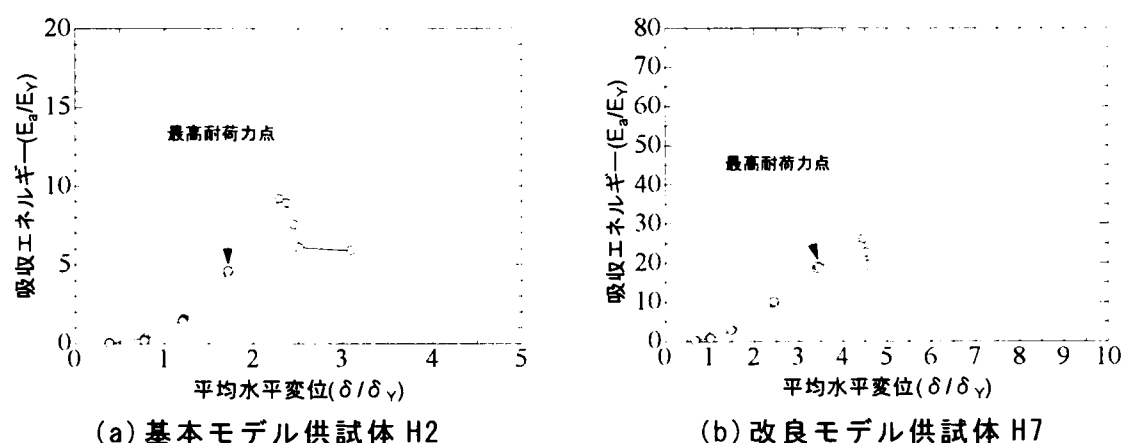


図-2.2.26 E_a/E_Y と δ/δ_Y との関係

図-2.2.27 には、供試体 H2 と供試体 H7 の+側最高耐荷力点における断面コーナー部の圧縮ひずみ、および引張りひずみの高さ方向の分布を示している。最下端のひずみは近傍のひずみゲージより得られた実験データの外挿により計算したものである。供試体 H7 の+側最高耐荷力点においては、塑性化している領域は供試体の全高の約 30%に達しており、基部のひずみは圧縮、引張りともに降伏ひずみ ϵ_Y の約 20 倍に達しており、供試体 H2 と比較して、塑性ひずみ、および塑性化領域も増大していることがわかる。また、供試体 H5 と同様に下端から全高の 5%程度のところで、ひずみが急激に増大していることがわかる。

図-2.2.28 には、供試体 H2 と供試体 H7 の-側最高耐荷力点における断面コーナー部の圧縮ひずみ、および引張りひずみの高さ方向の分布を示している。

供試体 H7 の・側最高耐荷力点においても、塑性化している領域は供試体の全高の約 30%に達しており、基部のひずみは圧縮、引張りともに降伏ひずみ ϵ_Y のおよそ 16~20 倍に達しており、供試体 H2 と比較して、塑性ひずみ、および塑性化領域も増大していることがわかる。ここでも、供試体 H5、供試体 H6 と同様に下端から全高の 5%程度のところで、ひずみが急激に増大している。

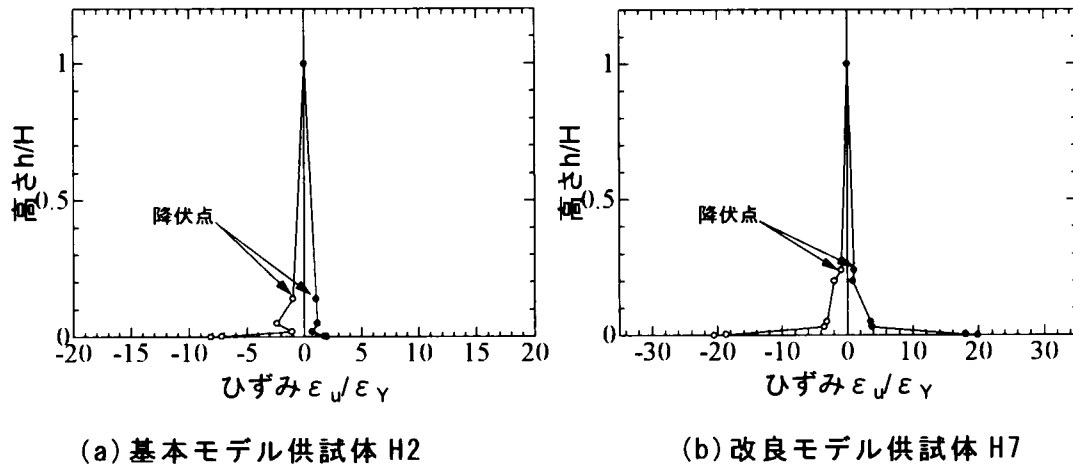


図-2.2.27 ひずみ分布 (+側最高耐荷力点)

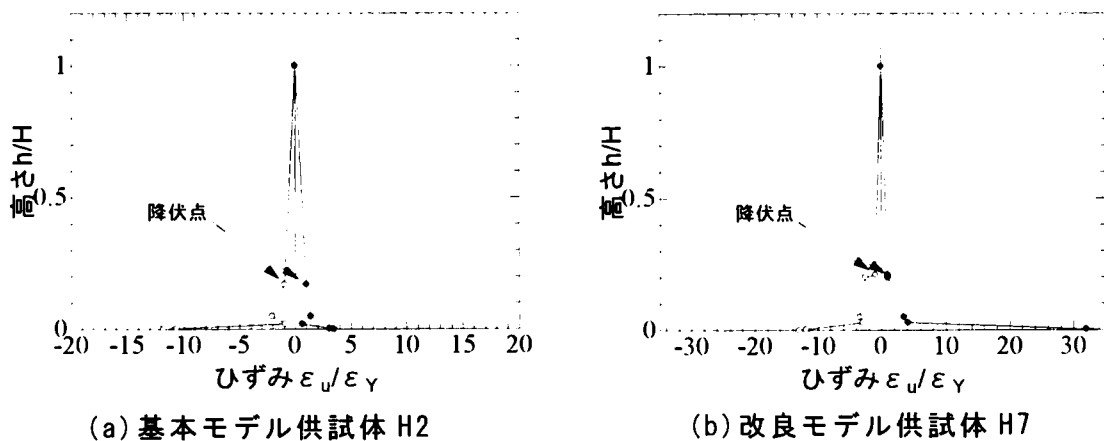
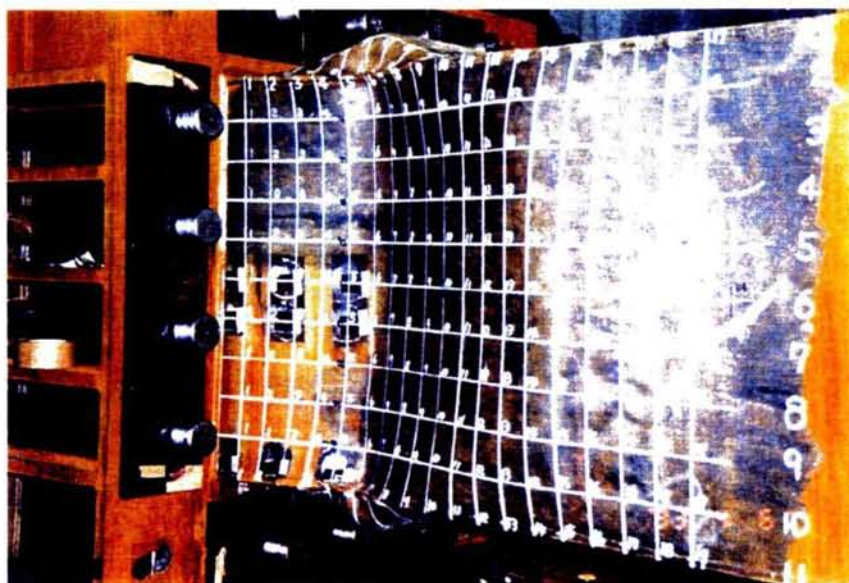


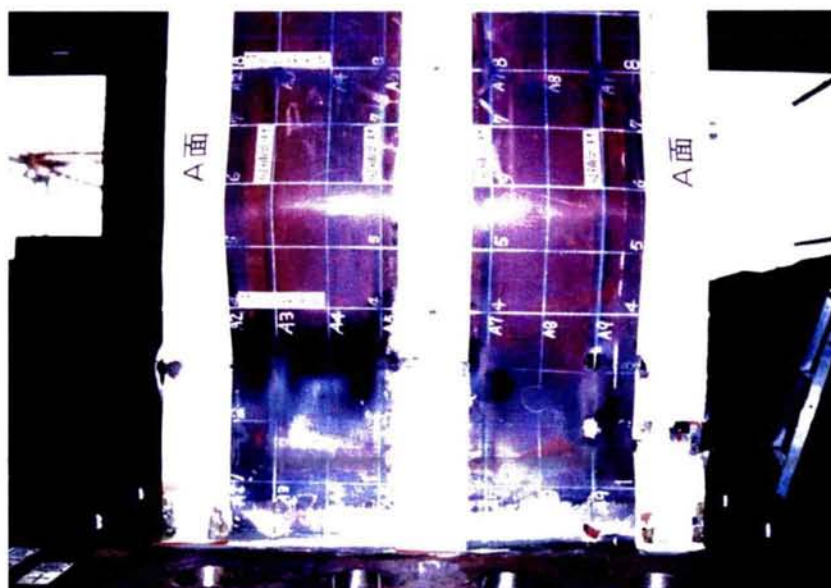
図-2.2.28 ひずみ分布 (-側最高耐荷力点)

写真-2.2.12 には供試体 H2 と供試体 H7 のフランジの座屈状況を示している。供試体 H2 の崩壊座屈モードはダイアフラム位置を節とする補剛板パネル全体にわたるものであったが、供試体 H7 の崩壊座屈モードは供試体 H5、および供試体 H6 と同様にダイアフラム、および縦補剛材を節とする板パネルの座屈モードであったことがわかる。この結果、両振り 3 回載荷においても、縦補剛材剛比 γ/γ^* を 3.0 以上とすることで、補剛板に発生する局部座屈のモードを冗長性の高いダイアフラム、および縦補剛材間の板パネルの局部座屈へ誘導できることが、実験的に明らかとなった。

写真-2.2.13 には供試体 H2 と供試体 H7 の縦補剛材の座屈状況を示している。これらの写真は実験終了後に供試体を切断し、内部を撮影したものである。



(a) 供試体 H2 フランジ座屈状況



(b) 供試体 H7 フランジ座屈状況

写真-2.2.12 供試体 H2 と供試体 H7 のフランジ座屈状況



(a) 供試体 H2 縦補剛材座屈状況



(b) 供試体 H7 縦補剛材座屈状況

写真－2.2.13 供試体 H2 と供試体 H7 の縦補剛材座屈状況

図-2.2.29 には供試体 H2 ($\gamma/\gamma^*=0.56$) と供試体 H8 ($\gamma/\gamma^*=1.00$) の荷重変位曲線を示している。供試体 H8 の断面構成は供試体 H6、および H7 と同様であるがダイアフラム間隔を 640mm とすることにより補剛材剛比を $\gamma/\gamma^*=1.00$ に低減している。

供試体 H8 の最高耐荷力 H_u は 779kN であり、その時の水平変位 δ_u は 120.0mm であった。供試体 H8 の実験は両振り载荷で行ない、各载荷サイクルの繰り返し数は供試体 H6 と同様に 1 回としている。供試体 H8 の実験でも、供試体 H6 と同様に、まず縦補剛材間の板パネルに縦補剛材の位置を節とする微小な面外変位が観察された。しかし、耐荷力は低下しなかった。その後、最高耐荷力点に達したのち、次の载荷サイクルにおいて、この面外変位が繰り返し回数に応じて増大し、最終的には補剛板全体が座屈するモードに移行して崩壊した。

補剛材剛比 γ/γ^* は、縦補剛材間の板パネルの座屈耐荷力と縦補剛材を含む補剛板の座屈耐荷力を等値とすることにより求められ、この値を 1.0 とすることは、縦補剛材間の板パネルの座屈耐荷力と補剛板の座屈耐荷力が等しいことを示す。すなわち、弾性座屈理論では補剛材剛比 γ/γ^* が 1.0 以下のとき、補剛板の座屈耐荷力が板パネルの座屈耐荷力より小さくなり、補剛板全体の座屈が板パネルの座屈に先行して生じることになる。基本モデル H1～H3 の実験で見られた局部座屈モードがこれに相当する。

これに対して補剛材剛比 γ/γ^* が 1.0 より大きいときは、板パネルの座屈耐荷力が補剛板の座屈耐荷力より小さくなり、板パネルの座屈が補剛板の座屈に先行して生じる。改良モデル H5～H7 の実験で見られた局部座屈モード、すなわちダイアフラム、および縦補剛材位置を節とする座屈モードがこれに相当する。

供試体 H8 は補剛材剛比 γ/γ^* が 1.0 であり、上記の 2 つの座屈モードの境界に位置する。供試体 H8 の実験結果は補剛板が塑性領域に入っても、これらの事実が成り立つことを実験的に明らかにしたものと見える。

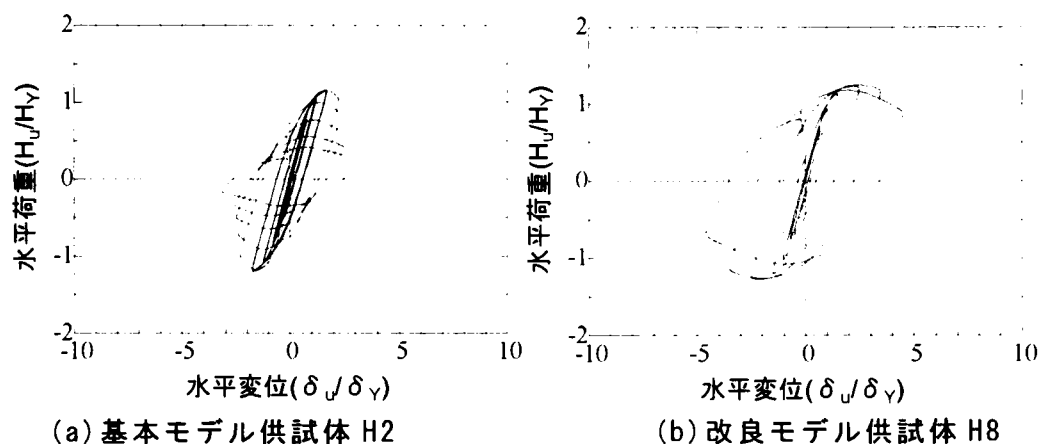


図-2.2.29 H_u/H_v と δ_u/δ_v との関係

供試体 H8 は最高耐荷力点に達した後に耐荷力の劣化が生じているが、その耐荷力、および変形性能は供試体 H2 と比較して大きく向上していることがわかる。これらのことは、縦補剛材剛比 γ/γ^* の値を 1.0 程度に低減しても、鋼箱形断面橋脚の耐荷力、および変形性能の向上に効果的であることを示している。

図-2.2.30 には供試体 H2 と供試体 H8 の載荷実験結果から算出した各荷重載荷サイクルの吸収エネルギー量と平均水平変位との関係を示している。図中では吸収エネルギー量 E_a を降伏時エネルギー E_Y で除し、また水平変位 δ を降伏水平変位 δ_Y で除してそれぞれを無次元化している。供試体 H2 では各載荷サイクルにおける吸収エネルギー量 E_a は座屈発生後に生じた耐荷力の低下後も増大しているが、基部フランジパネルの座屈による面外変位の増大とともに座屈が発生した次の載荷サイクルでは吸収エネルギー量が低下している。

これに対して供試体 H8 の吸収エネルギー量 E_a は座屈発生後に生じた耐荷力の低下後も増大している。そして供試体 H8 の吸収エネルギー量 E_a の最大値は降伏時エネルギー E_Y のおよそ 30 倍に達しており、縦補剛材剛比 γ/γ^* の値を 3.0 とした供試体 H7(両振り 3 回載荷)の最大値とほぼ等しい(図-2.2.26 参照)。このことは供試体 H2 と比較して、供試体 H8 は最高耐荷力点以降の冗長性において優れていることを示している。

これらのことは供試体 H8 の耐荷力、変形性能が供試体 H2 と比較して大きいことを示しており、縦補剛材剛比 γ/γ^* の値を 1.0 程度に低減しても鋼箱形断面橋脚の耐荷力、および変形性能の向上に有効であることを示している。

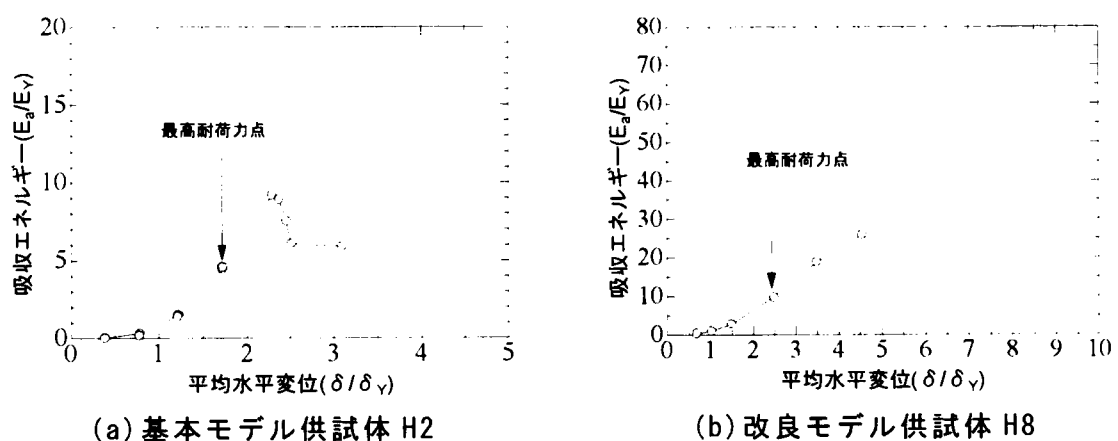
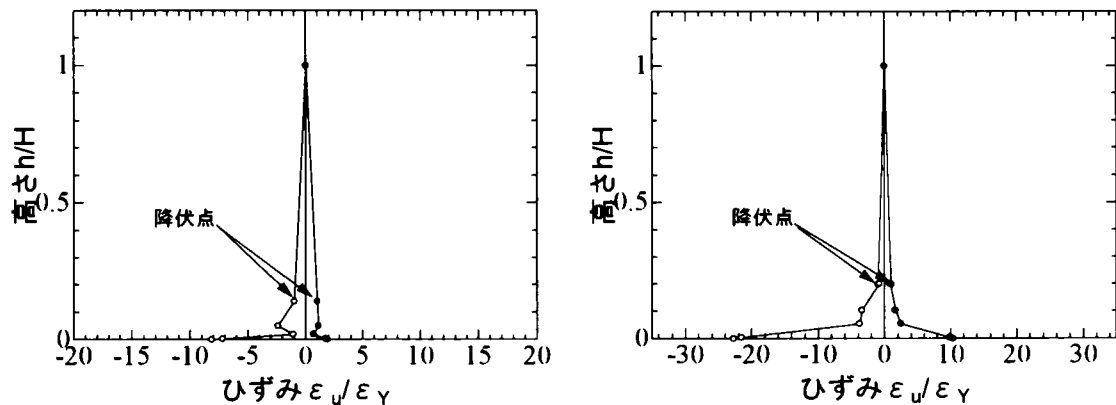


図-2.2.30 E_a/E_Y と δ/δ_Y との関係

図-2.2.31 には、供試体 H2 と供試体 H8 の+側最高耐荷力点における断面コーナー部の圧縮ひずみ、および引張りひずみの高さ方向の分布を示している。最下端のひずみは近傍のひずみゲージより得られた実験データの外挿により計算したものである。

供試体 H8 の+側最高耐荷力点においては、塑性化している領域は供試体の全

高の約 30%に達しており、基部のひずみにおいては、圧縮側は降伏ひずみ ε_Y の約 20 倍に達しており、引張り側は降伏ひずみ ε_Y の約 10 倍に達している。供試体 H8 は、供試体 H2 と比較して、塑性ひずみ、および塑性化領域も増大していることがわかる。また、供試体 H5、供試体 H6、および供試体 H7 と同様に下端から全高の 5%程度のところまで、ひずみが急激に増大していることがわかる。

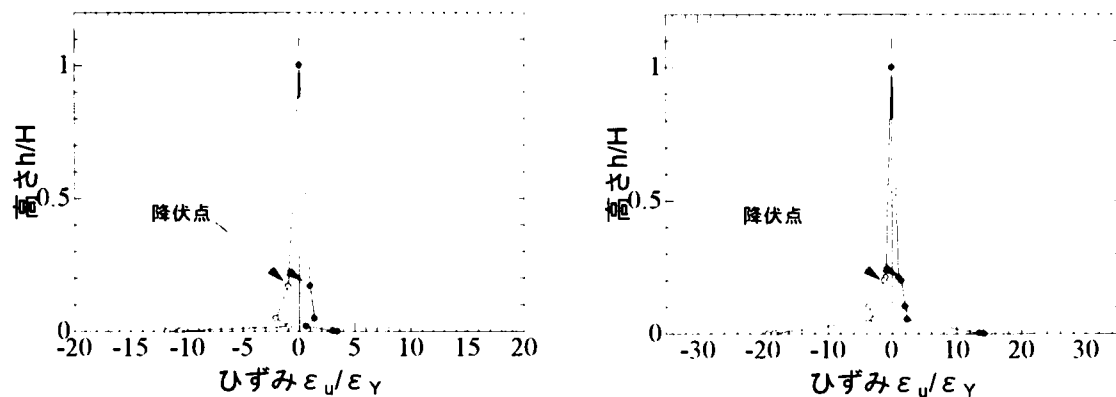


(a) 基本モデル供試体 H2

(b) 改良モデル供試体 H8

図-2.2.31 ひずみ分布 (+側最高耐力点)

図-2.2.32 には、供試体 H2 と供試体 H8 の・側最高耐力点における断面コーナー部の圧縮ひずみ、および引張りひずみの高さ方向の分布を示している。供試体 H8 の・側最高耐力点においても、塑性化している領域は供試体の全高の約 30%に達しており、基部のひずみは圧縮、引張りともに降伏ひずみ ε_Y のおよそ 14~20 倍に達しており、供試体 H2 と比較して、塑性ひずみ、および塑性化領域も増大していることがわかる。また、供試体 H5、供試体 H6、および供試体 H7 と同様に下端から全高の 5%程度のところまで、ひずみが急激に増大していることがわかる。

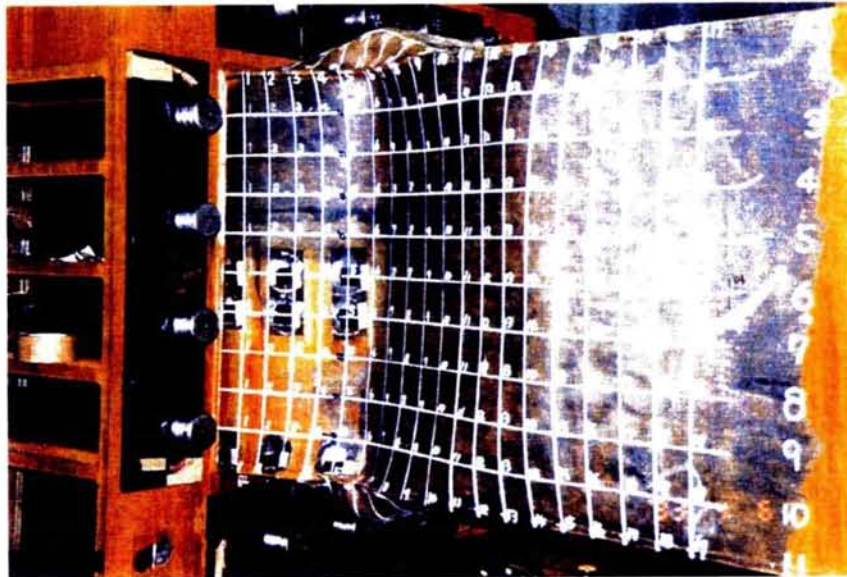


(a) 基本モデル供試体 H2

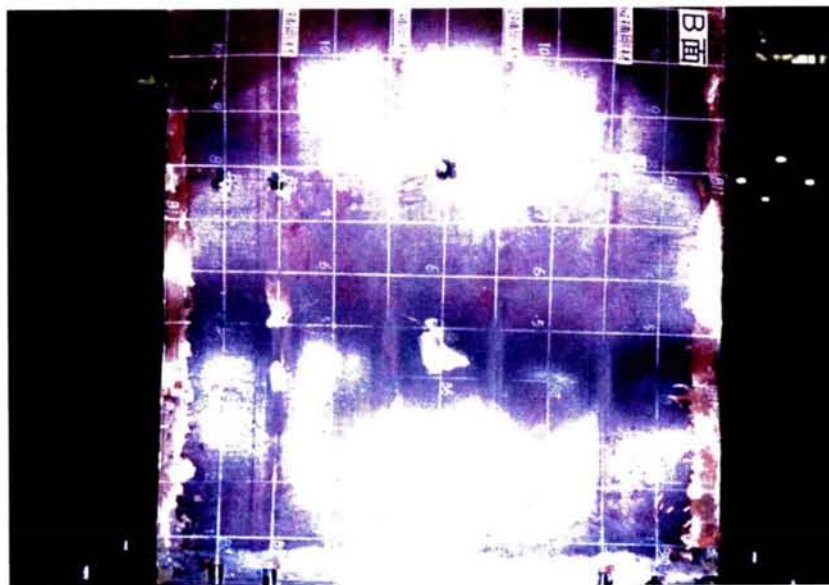
(b) 改良モデル供試体 H8

図-2.2.32 ひずみ分布 (-側最高耐力点)

写真-2.2.14 には供試体 H2 と供試体 H8 のフランジの座屈状況を示している。供試体 H2 の崩壊座屈モードはダイアフラム位置を節とする補剛板パネル全体にわたるものであったが、供試体 H8 の崩壊座屈モードは供試体 H5、供試体 H6、および供試体 H7 のように明確なダイアフラム、および縦補剛材を節とする板パネルの座屈モードではなく、補剛板のほぼ中央では縦補剛材も含んだ補剛板全体の座屈モードであったことがわかる。しかし、供試体 H2 のように補ウェブの面外変形や断面コーナー部に膨らみは見られなかった。このこ



(a) 供試体 H2 フランジ座屈状況



(b) 供試体 H8 フランジ座屈状況

写真-2.2.14 供試体 H2 と供試体 H8 のフランジ座屈状況

とは、縦補剛材剛比 γ/γ^* の値を 1.0 に低減しても、断面の形状保持能力は供試体 H2 と比較して向上していることを示している。

写真-2.2.15 には供試体 H2 と供試体 H8 の縦補剛材の座屈状況を示している。これらの写真は実験終了後に供試体を切断し、内部を撮影したものである。これらより、供試体 H8 の内部の縦補剛材も供試体 H5、H6、および供試体 H7 と同様に横倒れ座屈していることがわかる。



(a) 供試体 H2 縦補剛材座屈状況



(b) 供試体 H8 縦補剛材座屈状況

写真-2.2.15 供試体 H2 と供試体 H8 の縦補剛材座屈状況

表-2.2.4 には供試体 H1 から供試体 H8 の実験結果の一覧を示している。変形性能、および耐荷力ともに改良モデル(供試体 H4～H8)は基本モデル（供試体 H1～H3）と比較して向上していることがわかる。

表-2.2.4 実験結果一覧

No	モデル種別	崩壊モード	σ_{YM}	δ_u / δ_Y	H_u / H_Y
H1	基本モデル	局部座屈	415	1.85	1.14
H2		局部座屈		1.70	1.20
H3		局部座屈		2.45	1.32
H4	改良モデル	脆性破断	293	3.41	1.33
H5		局部座屈	438	3.41	1.27
H6		局部座屈		3.29	1.40
H7		局部座屈		2.73	1.35
H8		局部座屈		2.25	1.23

ここで σ_{YM} : 材料試験から得られた下降伏点 (kN/mm²)、 δ_Y : $\sigma_Y = \sigma_{YM}$ のときの降伏水平変位 (cm)、 H_Y : $\sigma_Y = \sigma_{YM}$ のときの降伏水平荷重 (kN)、 δ_u : 最高耐荷力点における水平変位 (cm) をそれぞれ表す。

(4) 改良モデル実験結果考察

図-2.2.33 には供試体 H6 と H7 の実験結果から得られた頂部水平荷重と水平変位の包絡線を示している。供試体 H6、H7 は両振り載荷であるため+側載荷時と-側載荷時の水平荷重、および水平変位の絶対値を平均している。

供試体 H6 と H7 とを比較した場合、基本モデルの場合と同様に最高耐荷力点に達するまでは、同様の経路を示しているが、最高耐荷力点に達したとき、すなわち基部補剛版の局部座屈の発生以降は異なった経路を示している。供試体 H7 は供試体 H6 と比較して、急激に耐荷力が減少していることがわかる。このことから、改良モデルの場合においても基本モデルと同様に鋼箱形断面橋脚の最高耐荷力は荷重載荷方法の影響を受けないが、最高耐荷力点以降の挙動は荷重載荷方法の影響を大きく受けることを示している。

図-2.2.34 には供試体 H5、H6、および H7 の実験結果から得られた吸収エネルギー量 E_a/E_Y と平均水平変位 δ / δ_Y との関係を示している。供試体 H5 が最も大きな吸収エネルギー量 E_a/E_Y を示し、降伏時エネルギー E_Y の約 60 倍に達しているが、これは供試体 H5 の載荷方法が単調載荷であることから、基部補剛版の局部座屈の影響が少なかったためである。

供試体 H6 の場合は最高耐荷力点以降も増大し最終載荷サイクルにおいて吸収エネルギー量 E_a/E_Y が減少している。供試体 H6 の最大吸収エネルギー量 E_a は降伏時エネルギー E_Y のおよそ 35 倍に達している。これに対して供試体 H7 の吸収エネルギー量 E_a は最高耐荷力点に達したのち、次の載荷サイクルにおいて、同一載荷変位における繰り返し回数に応じて急激に低下している。供

試体 H7 の吸収エネルギー量 E_a の最大値は降伏時エネルギー E_Y の約 25 倍であり、供試体 H7 と比較して小さくなっている。供試体 H6 と供試体 H7 の最高耐荷力点における吸収エネルギー量 E_a/E_Y は一致しており、最高耐荷力点における吸収エネルギー量 E_a は荷重載荷方法の影響を受けていないことがわかる。これらのことは、箱型断面を有する鋼製橋脚の耐荷力や変形性能を反映する吸収エネルギー量 E_a は荷重載荷方法の影響を大きく受けることを示している。これまで観測されてきた地震荷重の特性は地域性や発生原因等により、多種にわたっており、その特性を正確に予測することは困難である。また、鋼製

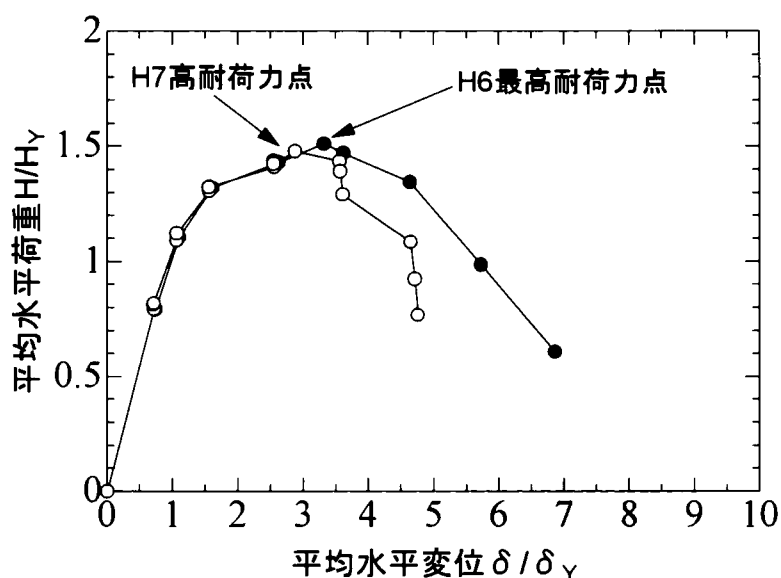


図-2.2.33 平均水平荷重と変位の包絡線（荷重載荷方法の影響）

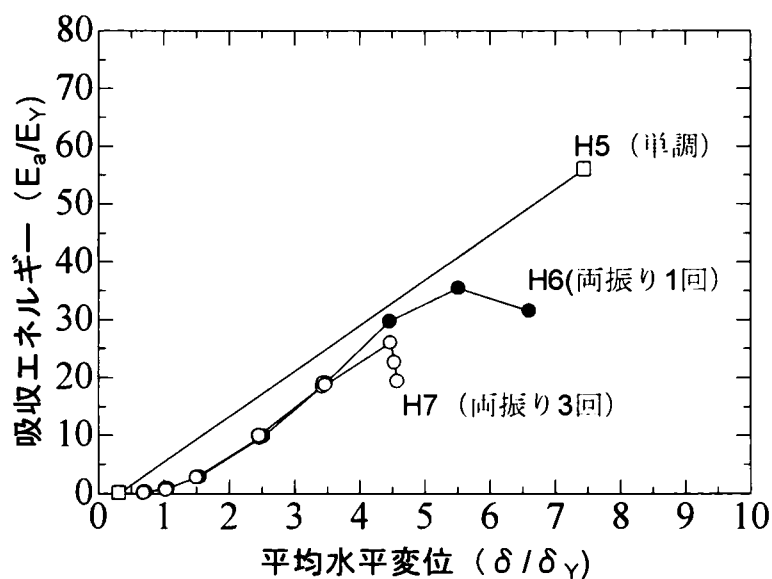


図-2.2.34 吸収エネルギー量からみた荷重載荷方法の影響

橋脚のような社会資本は不特定多数の大衆がユーザーであることから、鋼製橋脚の耐震設計は慎重に行うことが必要と考えられる。よって、今後の鋼箱形断面橋脚の耐震設計においては、その終局状態を荷重載荷方法（地震荷重特性）の影響が少ない最高耐荷力点を基準に設定することが妥当であるといえる。

図-2.2.35には基本モデル供試体 H2 と改良モデル供試体 H6、H7、および H8 の実験結果から得られた頂部水平荷重と水平変位の包絡線を示している。すべての供試体は両振り載荷であるため+側載荷時と-側載荷時の水平荷重、および水平変位の絶対値を平均している。

改良モデル供試体 H6、H7、および H8 は基本モデル供試体 H2 と比較して、耐荷力、および変形性能が向上していることがわかる。また、供試体 H8 ($\gamma/\gamma^*=1.0$) と供試体 H6 ($\gamma/\gamma^*=3.0$) とを比較した場合、供試体 H6 のほうが耐荷力、および変形性能ともに大きく、縦補剛材剛比 γ/γ^* を大きくしたほうが箱型断面を有する鋼製橋脚の耐震性能の向上に効果的であることがわかる。しかし、縦補剛材剛比 γ/γ^* を大きくすることは縦補剛材の寸法が大きくなり、鋼製橋脚柱断面の製作性に支障をきたす場合があるので、十分に注意する必要がある。基本モデルの場合と同様に最高耐荷力点に達するまでは、同様の経路を示しているが、最高耐荷力点に達したとき、すなわち基部補剛版の局部座屈の発生以降は異なった経路を示している。供試体 H7 は供試体 H6 と比較して、急激に耐荷力が減少していることがわかる。このことは、改良モデルの場合においても基本モデルと同様に鋼箱形断面橋脚の最高耐荷力は荷重載荷方法の影響を受けないが、最高耐荷力点以降の挙動は荷重載荷方法の影響を大きく受けることを示している。

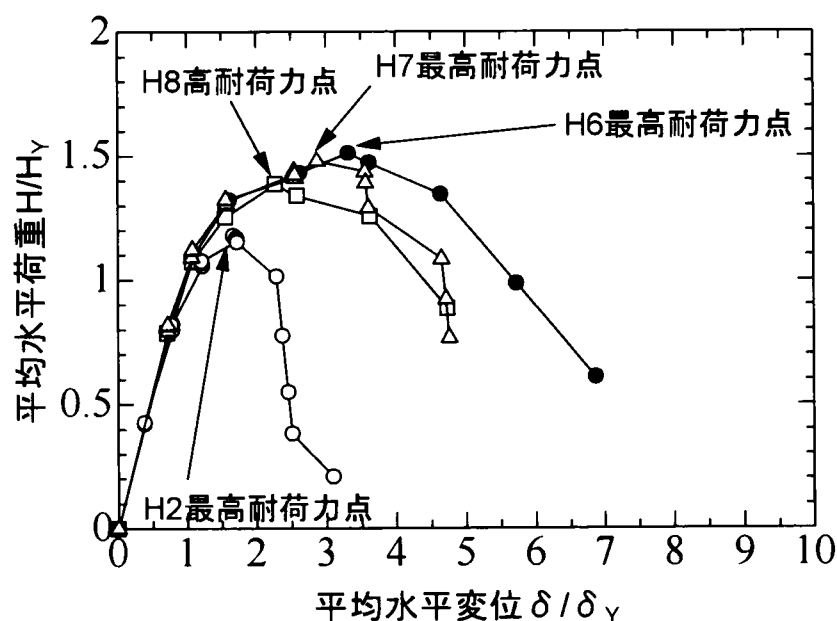


図-2.2.35 平均水平荷重と変位の包絡線（縦補剛材剛比 γ/γ^* の影響）

図-2.2.36 には基本モデル供試体 H2 と改良モデル（供試体 H6、H7、および H8）の実験から得られた各载荷サイクルの吸収エネルギー量 E_a/E_Y と平均水平変位 δ/δ_Y との関係を示している。

供試体 H2 ($\gamma/\gamma^*=0.56$) と供試体 H8 ($\gamma/\gamma^*=1.0$)、および供試体 H7（縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*=3.0$ ）を比較した場合、供試体 H8、および供試体 H7 の吸収エネルギー量 E_a/E_Y の最大値は供試体 H2 の吸収エネルギー量 E_a/E_Y の約 2.5 倍となっていることがわかる。また、供試体 H6 は最も大きな吸収エネルギー量 E_a/E_Y を有しているが、これは荷重载荷方法の影響で供試体 H7 と比較して最高耐力力点以降の局部座屈に起因する面外変位の進展状況が異なるためと考えられる。

これらのことより、式(2.2.1)、および(2.2.2)の制限値を遵守し、縦補剛材剛比 γ/γ^* の値を 1.0 以上に設定することが、鋼箱形断面橋脚の吸収エネルギー量を大きく向上させることがわかる。

また、改良モデル供試体 H6、および H7 の吸収エネルギー量 E_a/E_Y は、最高耐力力点に達するまでは一致している。このことは荷重载荷方法、すなわち同一载荷サイクルにおけるくり返し载荷回数の影響を受けていないことを示している。供試体 H8 の最高耐力力点における吸収エネルギー量 E_a/E_Y は基本モデル供試体 H2 の約 2 倍となっており、供試体 8 の降伏時エネルギー E_Y の、およそ 10 倍の値を有している。このことは縦補剛材剛比 γ/γ^* を 1.0 程度に低減しても、基本モデル供試体 H2 と比較して、十分な耐力力、および変形性能の向上効果があることを示している。

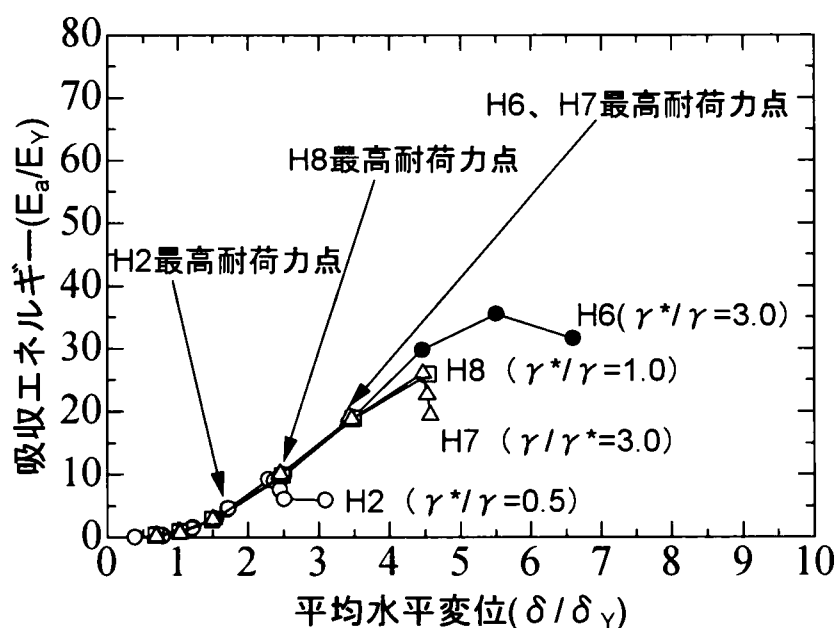


図-2.2.36 吸収エネルギー量からみた縦補剛材剛比 γ/γ^* の影響

改良モデル(供試体 H5～H8)の実験から明らかになったこと列挙すると以下のようになる。

- (1) 改良モデル(供試体 H5～H8)の耐荷力の低下は基本モデル (供試体 H1～H2) と同様に基部の補剛板の局部座屈に起因して発生した。
- (2) 設定した座屈設計パラメータに対する制限値は、鋼箱形断面橋脚の吸収エネルギー量を大きく向上させ、耐震性能の向上に有効である。特に縦補剛材剛比 γ/γ^* を 3.0 に設定することで、基本モデル供試体 H2 と比較して、耐荷力、および変形性能が大きく向上することが確認できた。ただし、縦補剛材剛比 γ/γ^* を 3.0 に設定するためには、縦補剛材の寸法の高さを大きくすることやダイアフラム、および横補剛材間隔を小さくする必要がある場合があり、鋼箱形断面橋脚の製作性を損なう場合があるので注意が必要である。
- (3) 縦補剛材剛比 γ/γ^* を 1.0 程度に低減しても、基本モデル供試体 H2 と比較して、大きな耐荷力、および変形性能の向上が確認できた。縦補剛材剛比 γ/γ^* は鋼箱形断面橋脚の製作性に与える影響が大きいため、設計対象である鋼箱形断面橋脚に要求される耐震性能や施工性、建築限界等の諸条件を十分考慮して適切な値を設定することが必要である。
- (4) 供試体 H6 と H7 の実験結果の比較から最高耐荷力点に達するまでは、エネルギー吸収量に差異はなく、荷重載荷方法すなわち同一載荷サイクルにおける繰り返し回数の影響は少ない。しかし、最高耐荷力点以降の領域、すなわち局部座屈発生後の領域においては、荷重載荷方法の影響が大きく、不安定な挙動を示す。よって鋼箱形断面橋脚の最高耐荷力点を終局状態とすることが、妥当であると考えられる。

2.3 実用的解析法と解析モデル^{12)～17)}

2.3.1 曲げモーメントMと曲率 ϕ との関係

鋼箱形断面橋脚の弾塑性挙動を解析的に求める場合、以下に挙げる方法がある。ここでは、実験結果をもとに①の局部座屈を考慮しない微小変位理論に基づく方法により、鋼箱形断面橋脚の弾塑性挙動を求め、実験結果との比較検討を行う。

- ①局部座屈を考慮しない微小変位理論にもとづく方法
- ②局部座屈を考慮しない有限変位理論にもとづく方法
- ③局部座屈を考慮する有限変位理論にもとづく方法

解析モデルの断面は縦補剛材を等価な外縁鋼板の板厚に置き換えた無補剛断面である。等価板厚の算定においては、供試体の外形寸法を一定とし、断面 2 次モーメントを一定として算出している。

また、解析に使用した鋼材の応力とひずみとの関係はひずみ硬化を考慮した

バイ・リニア型とした（図-2.3.1 参照）。図中の E は弾性係数を示し、 E^* は塑性領域における鋼材の応力ひずみ曲線の勾配を示している（二次勾配）。

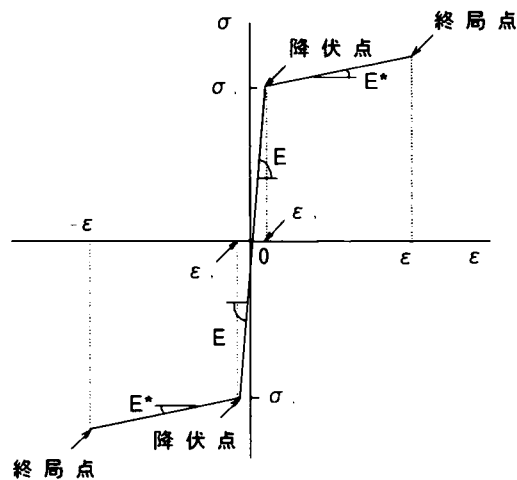


図-2.3.1 鋼材の応力とひずみの関係

図-2.3.2 には、無補剛断面と代表的な弾塑性応力状態を模式的に示している。これらの中立軸とおよび抵抗曲げモーメント M_r の算出においては式(2.3.1)、および式(2.3.2)を満足するように求めた。

$$N = \int \sigma dA \quad \text{式(2.3.1)}$$

$$M_r = \int \sigma y dA \quad \text{式(2.3.2)}$$

ここで、 N ：軸力、 M_r ：抵抗曲げモーメント、および y ：図心軸からの距離をそれぞれ示す。

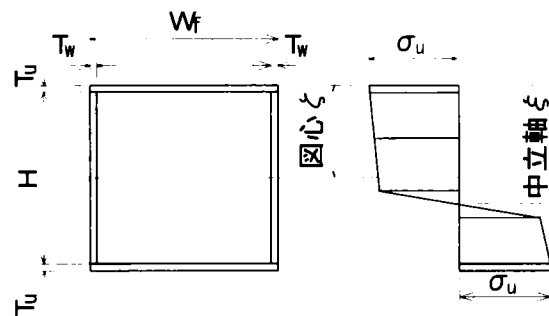


図-2.3.2 代表的な応力状態

なお、鋼箱形断面橋脚の曲げモーメントと曲率との関係は、断面分割法により求めた。本解析においては、断面分割数を 400 としている。

これは薄肉断面を有する鋼製橋脚の場合、断面分割数を粗く設定すると、式(2.3.1)、および式(2.3.2)により、断面の中立軸、および抵抗曲げモーメントを求める時に誤差が大きくなり、中立軸の位置が正確に求められない場合があるためである。

2.3.2 水平荷重と変位との関係

道路橋示方書には、RC 橋脚を対象として、橋脚の終局状態を応力とひずみとの関係により定義し、水平荷重 H と水平変位 δ とを求めてエネルギー一定則により、RC 橋脚の耐震性を照査する方法が規定されている¹⁾。

ここでは、これと同様にして、次に挙げる仮定条件に基づいて鋼箱形断面橋脚の水平荷重 H と水平変位 δ との関係を解析的に求め、実験結果との比較を行う。

- ① 供試体を片持ち梁としてモデル化し、付加曲げモーメントによる影響 ($P \cdot \Delta$ 効果) は考慮しない。
- ② 供試体の薄肉補剛断面を無補剛断面に換算する。
- ③ 鋼材の応力とひずみの関係はひずみ硬化を考慮したバイ・リニア型とする。
- ④ 曲げモーメントにより断面内に生じる軸方向ひずみは中立軸からの距離に比例するものとする (平面保持の法則)。

また、供試体の水平荷重 H と水平変位 δ は次にあげる方法により求めた。

- ① 圧縮縁の圧縮ひずみ ϵ_u^* の値を与えて、供試体基部断面の終局曲げモーメント M_u^* を求め、供試体の高さ方向の曲げモーメント分布 $M(y)$ を求める (図-2.3.3 参照)。このときの水平荷重 H は M_u を荷重載荷位置までの高さ h で除して求める。
- ② 求めたモーメント分布 $M(y)$ と対応する曲率分布 $\phi(y)$ を求める (図-2.3.4 参照)。
- ③ 水平変位 δ は次式により求める。

$$\delta = \int \phi(y) \cdot y dy \quad \text{式(2.3.3)}$$

なお、鋼箱形断面橋脚の曲げモーメントと曲率との関係 ($M \cdot \phi$ 関係) において、降伏点以降、 $5 \phi_y$ に達する領域 (図-2.3.3、および図-2.3.4 斜線部) で、曲げモーメントの増大と比較して曲率が急増している。このため、鋼箱形断面橋脚の $M \cdot \phi$ 関係を求める時、橋脚の高さ方向の分割数を適切に設定し、この範囲の曲率と対応する曲げモーメントとの関係は、特に正確に求めなければならない。

図-2.3.5 には、解析結果 (波線、および一点鎖線) と実験で得られた供試体 H6、H7、および H8 の荷重-変位曲線の包絡線 (実線) とを比較して示している。図中の ▲ は $E^*/E=1/200$ とした時の下端断面の圧縮ひずみが $10 \epsilon_y$ 、および $20 \epsilon_y$ に達した時の解析値を示し、△ は $E^*/E=1/150$ のときのものである。最高耐荷力点において、供試体 H6、および H7 ($\gamma/\gamma^*=3.0$) の実験値と解析値とを比較した場合、鋼材の 2 次勾配比 $E^*/E=1/200$ とし、基部断面の圧縮ひずみ ϵ_u が $20 \epsilon_y$ に達したとき、解析値と実験値とがほぼ一致することが明ら

かとなった。このことは、図-2.2.21に示した実験結果とも良く一致している。

そして、鋼材の2次勾配比 $E^*/E=1/150$ の場合、基部断面の圧縮ひずみ ϵ_u が $20\epsilon_Y$ に達したとき、水平変位において解析値は実験値を若干大きく算定しているが、その差は小さい。

同様に供試体 H8 ($\gamma/\gamma^*=1.0$) の実験値と解析値とを最高耐荷力点で比較した場合、圧縮ひずみ ϵ_u が $10\epsilon_Y$ に達したとき、解析値と実験値とが良く一致していることがわかる。

また、最高耐荷力点に至るまでの荷重と変位との関係において、実験値と解析値とを比較すると、解析値は実験値より、水平荷重値を大きく算定している。これは、本解析モデルでは残留応力を考慮していないためであると考えられる。

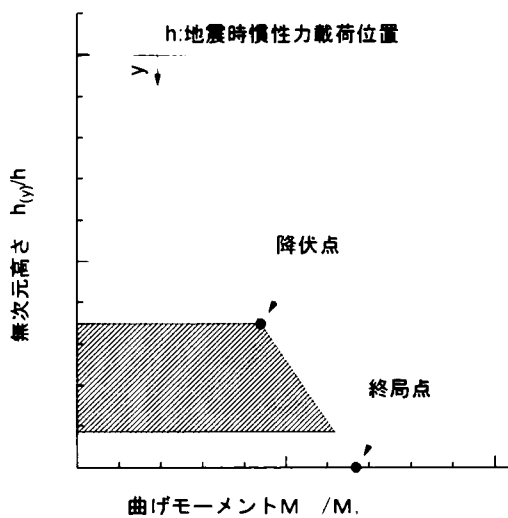


図-2.3.3 曲げモーメント分布（概念図）

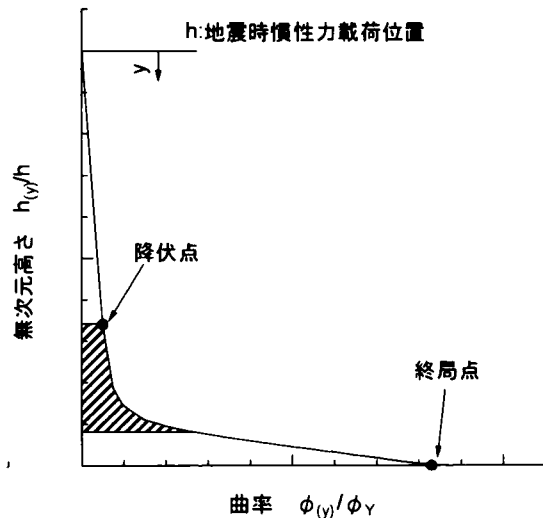


図-2.3.4 曲率分布（概念図）

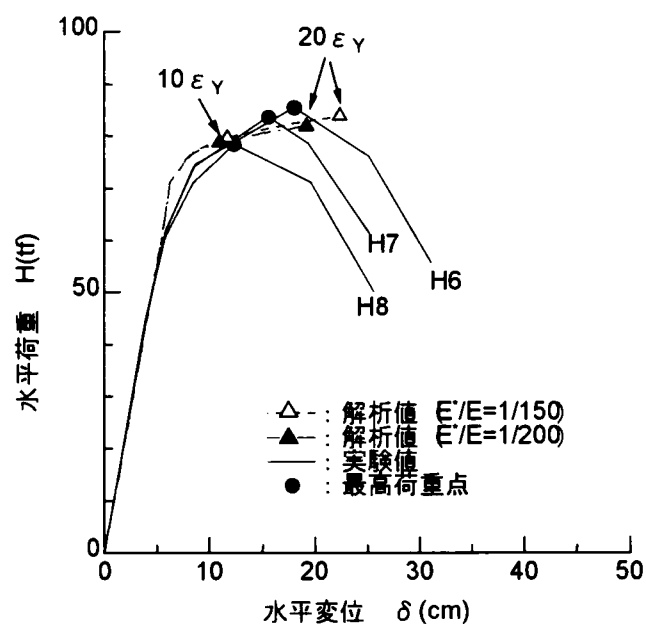


図-2.3.5 荷重－変位関係（静的解析結果）

図-2.3.6 には実験で得られた最高耐荷力点におけるひずみ値（図-2.2.24 参照）から求めた曲率分布を●で、そして鋼材の 2 次勾配比 $E^*/E=1/200$ 、終局圧縮ひずみ $\varepsilon_u=20\varepsilon_Y$ における解析結果から得られた曲率分布を実線で示している。解析値と実験値はよく一致していることがわかる。これらの結果から、式(2.3.4)に挙げる制限値を満足する鋼箱形断面橋脚の終局状態を式(2.3.5)のように規定した。

$$\left. \begin{array}{l} \text{板パネルの幅厚比パラメータ} : R_R \leq 0.4 \\ \text{縦補剛材の幅厚比パラメータ} : R_I \leq 0.5 \\ \text{縦補剛材の補剛材剛比} : \gamma/\gamma^* \geq \beta \end{array} \right\} \quad \text{式(2.3.4)}$$

ここで、 $\beta=1\sim 3$

鋼箱形断面橋脚の終局圧縮ひずみ ε_u

$$\left. \begin{array}{ll} 1.0 \leq \gamma/\gamma^* < 3.0 \text{ のとき} & \varepsilon_u = 10\varepsilon_Y \\ 3.0 \leq \gamma/\gamma^* & \text{のとき} \quad \varepsilon_u = 20\varepsilon_Y \end{array} \right\} \quad \text{式(2.3.5)}$$

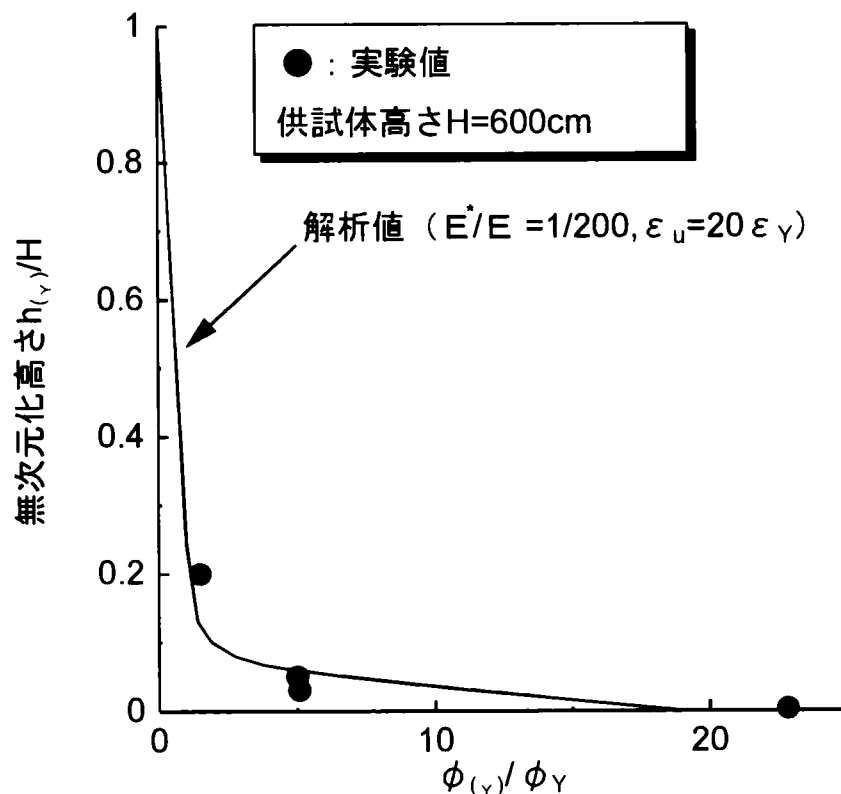


図-2.3.6 曲率の分布（供試体 H6 最高耐荷力点）

2.4 変形性能評価方法^{6), 7)}

2.4.1 鋼箱形断面橋脚の断面設計

一般に、鋼箱形断面橋脚の変形性能は、降伏点以降の弾塑性挙動を考慮した水平荷重 H と水平変位 δ をもとに評価されている。

本解析では、鋼箱形断面橋脚の曲げモーメントと曲率との関係に着目して、断面の大きさ、ならびに軸力比の影響について検討した。なお、解析方法は 2.3 で述べた方法と同様である。

鋼箱形断面橋脚の断面設計は、式(2.3.4)に設定した座屈パラメータの制限値を満足するように設計した。ただし、縦補剛材剛比は $\gamma / \gamma^* = 3$ に設定している。また、断面の大きさは 50cm～500cm の範囲で 50cm づつ増大させて外形寸法を設定した。外縁鋼板（フランジ、ウェブ）、および縦補剛材の板厚は同じものとし、縦補剛材の設置間隔は 50cm と固定している。この断面を元に等価断面を算定して解析を実施した。着目した主なパラメータは軸力比 σ_c / σ_y である。

なお、本解析モデルの断面は等価板厚を用いた無補剛断面とし、局部座屈は考慮していない。また、鋼材は SM490Y を用い、ひずみ硬化を考慮し、 $E^*/E = 1/200$ とした。また、鋼箱形断面橋脚の終局圧縮ひずみは、 $\epsilon_u = 20 \epsilon_y$ としている。

表-2.4.1 には本解析におけるパラメータを示している。なお、フランジ、ウェブの板幅は同値であり、断面はほぼ正方形断面を形成している。

表-2.4.1 パラメトリック解析に用いた諸元

外縁板幅(cm)	50～500
軸力比 σ_c / σ_y	0.00, 0.01, 0.03, 0.05, 0.07, 0.10, 0.15
降伏点(KN/mm ²)	367 (SM490Y)
ヤング係数 E(kgf/cm ²)	2.0×10^5
E^*/E	1/200

2.4.2 弾塑性挙動と軸力比との関係

解析結果を、図-2.4.1、および図-2.4.2 に示す。図-2.4.1 には、終局曲率と軸力比との関係を示し、図-2.4.2 には、終局曲げモーメントと軸力比との関係を示している。

なお、図中の縦軸の終局曲率、および終局曲げモーメントは、それぞれ軸力比 $\sigma_c / \sigma_y = 0$ における降伏曲率 ϕ_{y0} 、ならびに降伏曲げモーメント M_{y0} で無次元化している。

図-2.4.1 より、終局曲率と軸力比との関係には、線形関係があり、ほぼ次式の関係能满足しており、断面寸法に関する差異は見られなかった。

$$\phi_u / \phi_{Y0} = -27.33(\sigma_c / \sigma_Y) + \varepsilon_u / \varepsilon_Y \quad \text{式(2.4.1)}$$

図-2.4.2 より、終局曲げモーメントと軸力比との関係においても、線形関係がみられ、ほぼ次式を満足している。

$$M_u / M_{Y0} = -0.307(\sigma_c / \sigma_Y) + 1.231 \quad \text{式(2.4.2)}$$

軸力比と終局曲げモーメントとの関係を、断面寸法において比較すると、断面寸法を $B=50 \sim 500 \text{ cm}$ と大きく変化させたにもかかわらず、ここでも、断面寸法に関する差異は、ほとんど見られなかった。

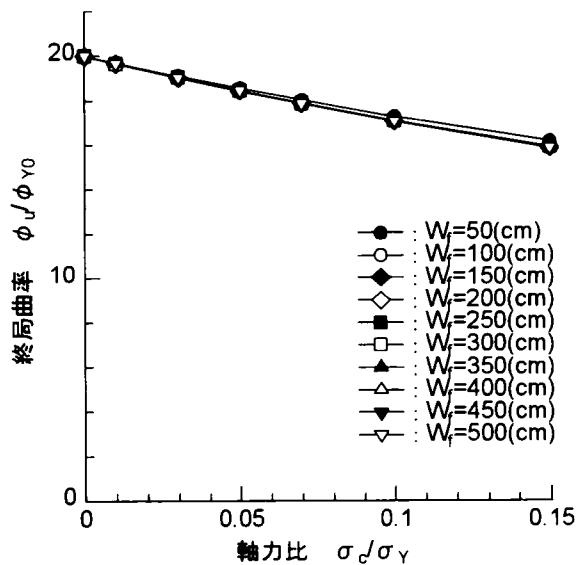


図-2.4.1 終局曲率と軸力比との関係

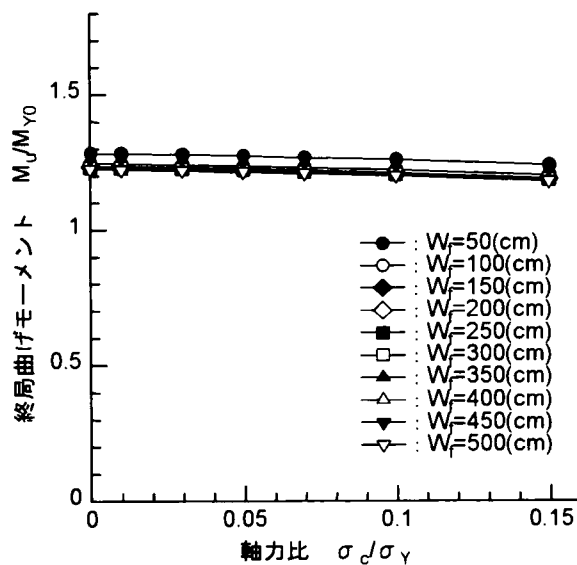


図-2.4.2 終局曲げモーメントと軸力比との関係

2.4.3 弾塑性挙動と圧縮縁端ひずみとの関係

図-2.4.3 には、曲率変形性能と縁端圧縮ひずみ比との関係を示し、図-2.4.4 には、曲げモーメント比と縁端圧縮ひずみ比との関係を示している。

ここで、図中の曲率、および曲げモーメントは、それぞれ軸力比 $\sigma_c / \sigma_Y = 0$ とした場合の降伏曲率 ϕ_{Y0} 、ならびに降伏曲げモーメント M_{Y0} で無次元化している。これらをそれぞれ、曲率変形性能 ϕ_u^* / ϕ_{Y0} 、および曲げモーメント比 M_u^* / M_{Y0} と定義する。また、横軸は縁端圧縮ひずみ ε_u^* を鋼材の降伏ひずみ ε_Y で無次元化し、これを圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^* / \varepsilon_Y$ とする。

図-2.4.3 より、曲率変形性能 ϕ_u^* / ϕ_{Y0} と圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^* / \varepsilon_Y$ との関係には、線形関係がみられ、ほぼ次式を満足している。

$$\phi_u^* / \phi_{Y0} = (1 \cdot \sigma_c / \sigma_Y) \varepsilon_u^* / \varepsilon_Y \quad \text{式(2.4.3)}$$

また、図-2.4.4 より、曲げモーメント比 M_u^* / M_{Y0} と圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^* / \varepsilon_Y$ との関係において、軸力比について比較すると、弾性範囲 ($M_u^* / M_{Y0} \leq 1.0$) においては、ほぼ線形的に低下しているが、弾塑性領域 ($M_u^* / M_{Y0} > 1.0$) においては、曲げモーメント比 M_u^* / M_{Y0} は軸力比 σ_c / σ_Y の影響をほとんど受けていないことがわかる。これは、本研究において、設定した軸力比の範囲では、軸力による断面内の圧縮応力領域が小さく、断面の抵抗曲げモーメントに与える影響が小さいためと考えられる。

また、圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^* / \varepsilon_Y$ と曲げモーメント比 M_u^* / M_{Y0} との関係は、次式の関係を満足している。

$$\left. \begin{aligned} M_u^* / M_{Y0} &= (1 \cdot \sigma_c / \sigma_Y) \varepsilon_u^* / \varepsilon_Y & (0 < \varepsilon_u^* / \varepsilon_Y \leq 1) \\ M_u^* / M_{Y0} &= -0.314 / (\varepsilon_u^* / \varepsilon_Y) + 1.214 & (1 < \varepsilon_u^* / \varepsilon_Y \leq 3) \\ M_u^* / M_{Y0} &= 0.00565 \varepsilon_u^* / \varepsilon_Y + 1.092 & (3 < \varepsilon_u^* / \varepsilon_Y) \end{aligned} \right\} \text{式(2.4.4)(a)~(c)}$$

図-2.4.5 には軸力比 $\sigma_c / \sigma_Y = 0.10$ における、曲率変形性能 ϕ_u^* / ϕ_Y と圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^* / \varepsilon_Y$ との関係を示している。

曲率変形性能 ϕ_u^* / ϕ_Y と圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^* / \varepsilon_Y$ との関係について、座屈パラメータに対する制限値を満足する鋼箱形断面橋脚では断面寸法による差異は見られず、式(2.4.3)の関係をすべての断面寸法において満足している。

これらのことから、鋼箱形断面橋脚の終局状態を最高耐荷力点とした場合、縁端圧縮ひずみ ε_u^* の値を決定することにより、そのときの弾塑性曲率 ϕ_u^* 、および曲げモーメント M_u^* は式(2.4.3)～(2.4.4)により簡易的に求められる。そして、求められた曲げモーメント M_u^* と曲率 ϕ_u^* との関係から水平荷重と水平変位との関係は式(2.3.3)により求められる。

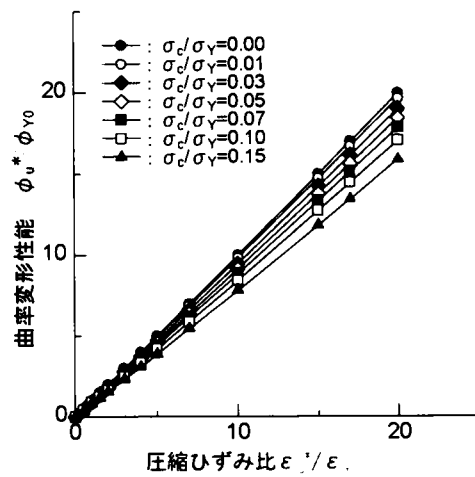


図-2.4.3 曲率変形性能と縁端圧縮ひずみ比との関係

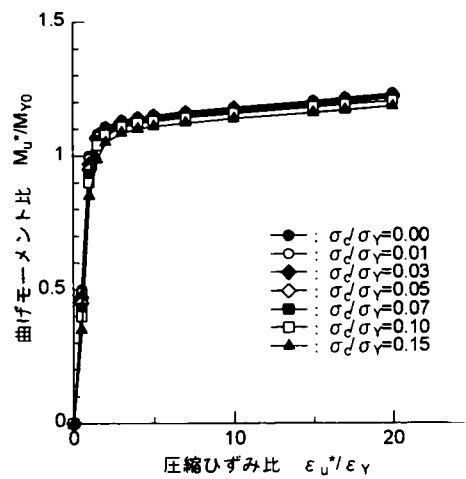


図-2.4.4 曲げモーメント比と縁端圧縮ひずみ比との関係

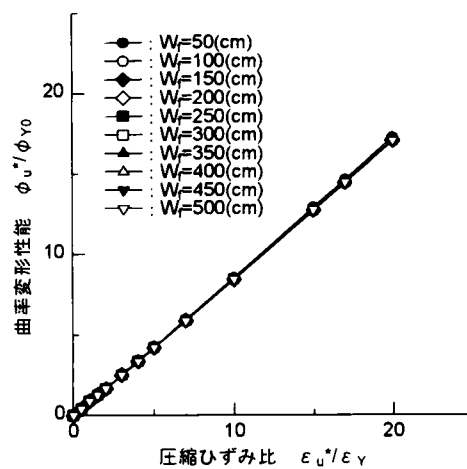


図-2.4.5 曲率変形性能と縁端圧縮ひずみ比との関係
($\sigma_c/\sigma_y=0.10$)

実用的解析法と解析モデルに関する研究において得られた知見をまとめると次のようになる。

- (1) 供試体 H6～H8 の実験結果と解析結果との比較より、最高耐荷力点において、鋼材の 2 次勾配比を $E^*/E=1/150\sim 1/200$ の範囲に設定したとき、最下端断面の圧縮ひずみ ε_u は $10\varepsilon_Y$ ($\gamma/\gamma^*=1.0$ のとき) $\sim 20\varepsilon_Y$ ($\gamma/\gamma^*=3.0$ のとき) に達しており、解析値は実験値をよく近似している。
- (2) 座屈パラメータに対する制限値を満足する鋼箱形断面橋脚の終局曲率 ϕ_u^* 、および終局曲げモーメント M_u^* と軸力比 σ_c/σ_Y との関係は、断面寸法によらず線形関係があることが明らかとなった。
- (3) 座屈パラメータに対する制限値を満足する鋼箱形断面橋脚の曲率変形性能 ϕ_u^*/ϕ_Y と圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ との関係は、線形関係を示す。また、断面の大きさによる影響は無く、軸力比 σ_c/σ_Y が増加すると、曲率変形性能 ϕ_u^*/ϕ_Y が低下することが明らかとなった。
- (4) 曲げモーメント比 M_u^*/M_{Y0} と圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ との関係は圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ の範囲に応じて、一義的にモデル化できる。
- (5) 鋼箱形断面橋脚の終局状態を最高耐荷力点とした場合、縁端圧縮ひずみ ε_u^* の値を決定することにより、曲率 ϕ_u^* 、および曲げモーメント M_u^* は簡易的に求められる。
- (6) 提案した推定方法を用いれば、鋼箱形断面橋脚（片持ち梁）の弾塑性挙動、すなわち曲げモーメントと曲率との関係は比較的簡単に求められ、鋼箱形断面橋脚の弾塑性挙動を考慮した耐震設計に係る労力を軽減できる。

第 2 章 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 1996 年 12 月
- 2) 陵城成樹、川島一彦、南莊淳、富田譲、吉田裕：鋼製橋脚の大型実験供試体を用いた繰り返し水平載荷実験、土木学会、第 22 回地震工学研究発表会講演概要集、pp.475～478、1993 年 7 月
- 3) 南莊淳、富田譲、川島一彦、陵城成樹、吉田裕：鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する実験、土木学会、第 48 回年次学術講演概要集、pp.330～331、1993 年 9 月
- 4) 鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する調査研究業務（その 2）概要報告書、1994 年 3 月
- 5) 陵城成樹、前川義男、吉田裕、川島一彦、福本靖彦：鋼製橋脚の大型模型を用いた繰り返し水平載荷実験、土木学会、第 49 回年次学術講演概要集、pp.1668～1669、1994 年 9 月
- 6) T.Kitada, A.Nanjo, S.Okashiro : LIMIT STATES AND DESIGN METHODS CONSIDERING DUCTILITY OF STEEL PIERS FOR BRIDGES UNDER SEISMIC LOAD. Proceedings of the Fifth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction Vol.2, pp.1383～1388, July 1995
- 7) 南莊淳、堀江佳平、陵城成樹、井元泉：鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究、土木学会、鋼製橋脚の非線形解析と耐震設計に関する論文集、pp.189～196、1997 年 5 月
- 8) Nanjo, Y. Horie, S. Okashiro, I. Imoto: EXPERIMENTAL STUDY ON THE DUCTILITY OF STEEL BRIDGE PIERS, PROCEEDINGS OF 5TH INTERNATIONAL COLLOQUIUM ON STABILITY AND DUCTILITY OF STEEL STRUCTURES, Vol.1, pp.229～236, JULY 1997
- 9) 建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、(社)鋼材倶楽部、(社)日本建設協会：道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書 (IV)、1997 年 12 月
- 10) 南莊淳、西岡敬治、堀江佳平、陵城成樹：鋼製橋脚の耐震補強法に関する研究、土木学会、構造工学論文集 Vol.44A, pp.1047～1058、1998 年 3 月
- 11) S. Okashiro, Y. Horie, T. Nishioka, A. Nanjo: Experimental Study on a Seismic Design Method of Steel Bridge Piers, Proceedings of Fifth Pacific Structural Steel Conference, Vol.1, pp.619～624, October 1998
- 12) S. Okashiro, M. Kishiro, H. Kobayashi, and E. Watanabe : Study on Elasto-plastic Behavior of Steel Bridge Piers, Proceedings of KKNN Seminar in Civil Engineering 1998, pp.619～624, November 1998

- 13) 陵城成樹、木代穰、小林寛、渡邊英一：箱形断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動と耐震設計法に関する研究、土木学会、構造工学論文集 Vol45A、pp.1027～1035、1999 年 3 月
- 14) 陵城成樹、加賀山泰一、奥西史伸、内田諭、渡邊英一：地震荷重を受ける鋼製橋脚の弾塑性挙動解析簡易算定方法に関する研究、日本鋼構造協会、Vol. 7、pp.139～144、1999 年 11 月
- 15) 箱形断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究：陵城成樹、内田諭、木代穰、小林寛、渡邊英一、土木学会、第 57 回年次学術講演会講演概要集 第 1 部(B)、pp.386～387、1999 年 9 月
- 16) 箱形断面を有する鋼製橋脚の変形性能評価法に関する研究：内田諭、陵城成樹、木代穰、小林寛、渡邊英一、土木学会、第 57 回年次学術講演会講演概要集 第 1 部(B)、pp.388～389、1999 年 9 月
- 17) S. Okashiro, M. Kishiro, H. Kobayashi, S. Uchida, E. Watanabe.: Study on a Seismic Design Method of Steel Bridge Piers. Proceedings of the Seventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction Vol.1, pp.452 ~ 457, August, 1999

第3章 鋼円形断面橋脚の変形性能実験と実用的解析モデルの提案

3.1 概 説

兵庫県南部地震により被災した鋼円形断面橋脚の代表的な被災状況は、象足座屈であった。この座屈現象は大地震時にまず、圧縮縁端の外縁鋼板に局部座屈による面外変位が発生し、その後、地震時慣性力が繰り返し載荷され、この面外変位が全周に伝搬して生じるものである。この局部座屈は、断面変化点、および開口部（マンホール）等に発生しており、ほぼ全周にわたって亀裂が生じた橋脚も見られた。

鋼円形断面橋脚の変形性能を向上させるためには箱形断面の場合と同様に、まず局部座屈を抑制すること、そして面外変位が橋脚全周に伝搬するモードを縦補剛材により抑制することが効果的であると考えられる。そこで、本章では、この縦補剛材が、鋼円形断面橋脚の変形性能に及ぼす影響を実験的に明らかにするため、正負交番載荷実験を行った。そして、ひずみ硬化を考慮した実用的解析モデルによる解析結果との比較検討を行い、鋼円形鋼製橋脚の終局状態、および変形性能の定量的評価方法に関する一手法を提案している^{1)~3)}。

3.2 変形性能実験

3.2.1 実験概要⁴⁾

実験は、建設省土木研究所・部材耐震実験棟において実施された。また、荷重載荷方法は軸力 P を載荷しながら変位制御で行った。

本実験で用いた実験供試体 H9 を表-3.2.1 に示す。供試体 H9 は、局部座屈を抑制するため、幅厚比パラメータ $R_l \leq 0.5$ を満足する縦補剛材が円筒内に 8 本設置されている。表中の t_0 は、これらの縦補剛材の剛性を考慮した場合の等価板厚である。この等価板厚 t_0 については後述する。

また、供試体 H9 は兵庫県南部地震により被災した鋼製橋脚の再構築に採用された橋脚の断面構成を忠実に縮尺 1/3 で再現したものである。図-3.2.1 には載荷方法のパターンを示している。載荷方法は、両振り載荷であり、同一載荷変位における繰り返し載荷回数は 1 回である。

表-3.2.1 実験供試体 H9

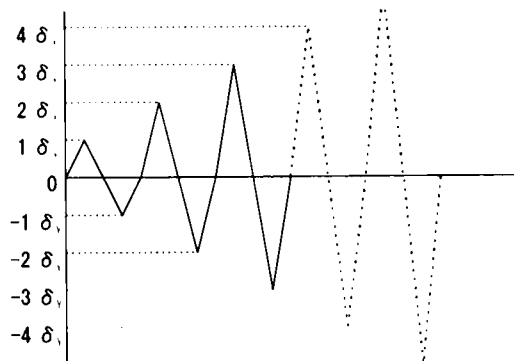
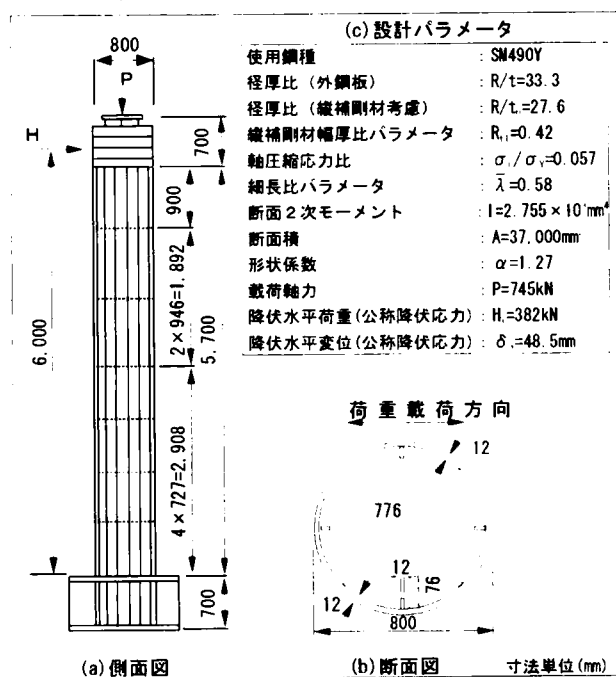


図-3.2.1 荷重載荷方法

3.2.2 実験結果と考察

図-3.2.2には、供試体 H9 の荷重－変位曲線を示している。

供試体 H9 は、降伏点以降、載荷変位 $2\delta_y$ に達したとき、供試体基部の縦補剛材間中央部に局部座屈による微小な面外変位が発生したが、耐荷力は上昇した。

載荷変位 $5\delta_y$ の時、局部座屈による面外変位が、供試体基部の圧縮応力状態にある外縁鋼板に約 10mm 程度の面外変位が観察され、耐荷力は緩やかに低下した。しかし、その座屈モードは、縦補剛材位置を節とするものであり、面外変位の円周方向への伝搬は縦補剛材位置で抑止されていた。

その後、載荷変位の増大に応じて、面外変位が増大し、供試体 H9 は崩壊した。座屈モードは崩壊時においても、縦補剛材位置を節とするモードを維持し、面外変位の円周方向への伝搬は観察されなかった。

これらのことは、鋼管の内側に設置した縦補剛材が、局部座屈の発生を抑制するとともに、局部座屈発生後も面外変位の円周方向への伝搬を抑止し、断面の形状保持に効果的であったことを示している。

最高耐荷力点後の耐荷力の劣化は、局部座屈による面外変位の増大とともに進展した。文献 5) には、鋼円形断面橋脚の耐荷力の劣化は局部座屈に起因して発生し、最高耐荷力においては、載荷方法の影響は小さいが、最高耐荷力点後の挙動は荷重載荷方法の影響が大きいことが示されている。また、その耐荷力の劣化メカニズムについては定量的評価法の確立にまでは至っていないことが報告されている。これらのことから、本研究では鋼円形断面橋脚の終局状態を、荷重載荷方法の影響が少ない最高耐荷力点をとする。

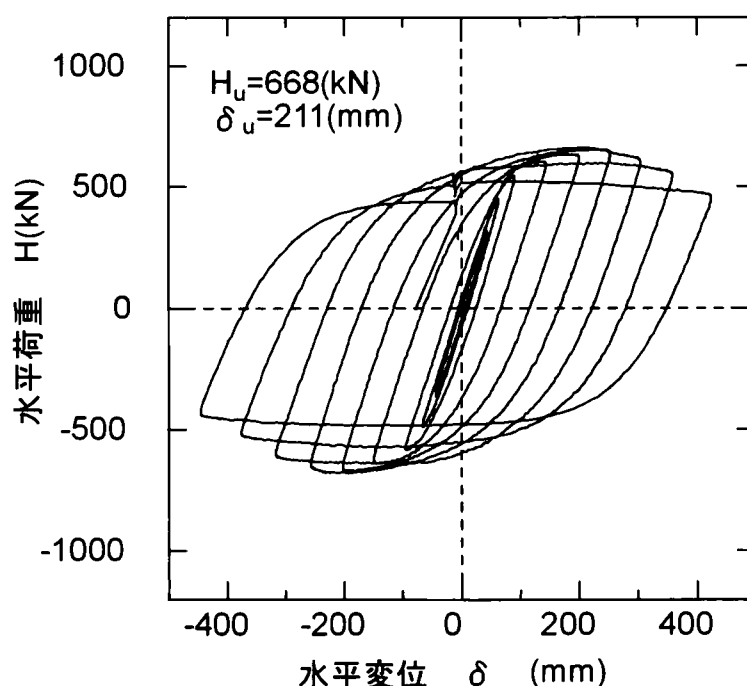


図-3.2.2 荷重－変位曲線

3.3 実用的解析法と解析モデル

3.3.1 曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係

解析モデルの断面は縦補剛材を等価な外縁鋼板の板厚に置き換えた無補剛断面である。等価板厚の算定においては、供試体の外形寸法を一定とし、断面 2 次モーメントを一定として算出している。等価板厚の算定方法には断面積を一定とする方法や、全塑性モーメントを一定とする方法があるが、本研究では、供試体の最高耐荷力点に達するまでの曲げ挙動に着目しているため断面 2 次モーメントを一定として等価板厚を算定した。

また、解析に使用した鋼材の応力とひずみとの関係はひずみ硬化を考慮したバイ・リニア型とした（図-3.3.1 参照）。図中の E は弾性係数を示し、 E^* は塑性領域における鋼材の応力ひずみ曲線の勾配を示している（二次勾配）。

図-3.3.2 には、本解析において着目した弾塑性応力状態を示している。これらの中立軸とおよび抵抗曲げモーメント M_r の算出においては式(3.3.1)、および式(3.3.2)を満足するように求めた。

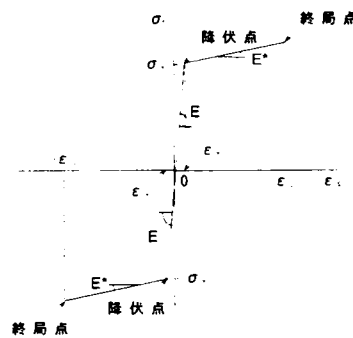


図-3.3.1 鋼材の応力とひずみの関係

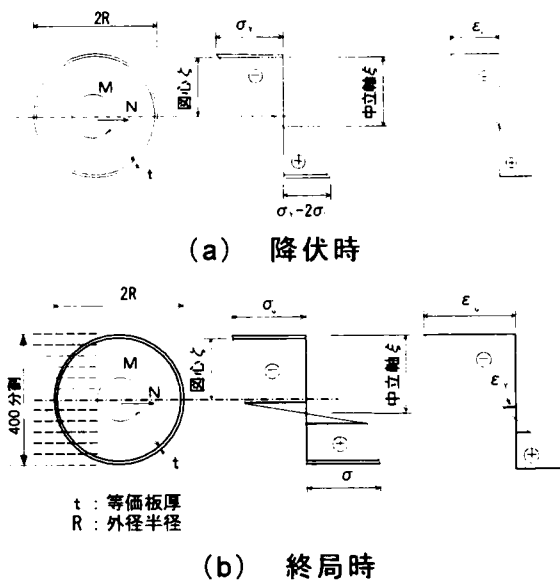


図-3.3.2 着目した応力状態

$$N = \int \sigma dA \quad \text{式(3.3.1)}$$

$$M_r = \int \sigma y dA \quad \text{式(3.3.2)}$$

ここで、N：軸力、M_r：抵抗曲げモーメント、y：図心軸からの距離をそれぞれ示す。

なお、鋼円形断面橋脚の曲げモーメントと曲率との関係は、断面分割法により求めた。本解析においては、断面分割数を400としている（図-3.3.2(b)参照）。

これは薄肉断面を有する鋼製橋脚の場合、断面分割数を粗く設定した場合、式(3.3.1)、および式(3.3.2)により、断面の中立軸、および抵抗曲げモーメントを求める時に誤差が大きくなり、中立軸の位置が正確に求められない場合があるためである。なお、本研究においては、鋼円形断面橋脚の終局状態は荷重載荷方法の影響が少ない最高耐荷力点⁵⁾とし、局部座屈、および残留応力等の初期不正は考慮していない。

3.3.2 水平荷重と変位との関係

道路橋示方書には、RC橋脚を対象として、橋脚の終局状態を応力とひずみにより定義し水平耐力Hと水平変位δを求めてエネルギー一定則によりRC橋脚の耐震性を照査する方法が規定されている⁶⁾。

ここでは、これと同様に、次に挙げる仮定条件に基づいて鋼製橋脚の水平荷重Hと水平変位δとの関係を解析的に求め実験結果との比較を行う。

- ① 供試体を片持ち梁としてモデル化し、付加曲げモーメントによる影響（P・Δ効果）は考慮しない。
- ② 供試体の薄肉補剛断面を無補剛断面に換算する。
- ③ 鋼材の応力とひずみの関係はひずみ硬化を考慮したバイ・リニア型とする。
- ④ 曲げモーメントにより断面内に生じる軸方向ひずみは中立軸からの距離に比例する（平面保持の法則）。

また、供試体の水平荷重Hと水平変位δは次にあげる方法により求めた。

$$\delta = \int \phi_{(y)} y dy \quad \text{式(3.3.3)}$$

なお、鋼円形断面橋脚の曲げモーメントと曲率との関係（M・φ関係）において、降伏点以降、5φ_yに達する領域（図-3.3.3 斜線部）で、曲げモーメントの増大と比較して曲率が急増している。このため、鋼製橋脚のM・φ関係を求める時、この範囲の曲率と対応する曲げモーメントとの関係は、特に正確に求めなければならない。

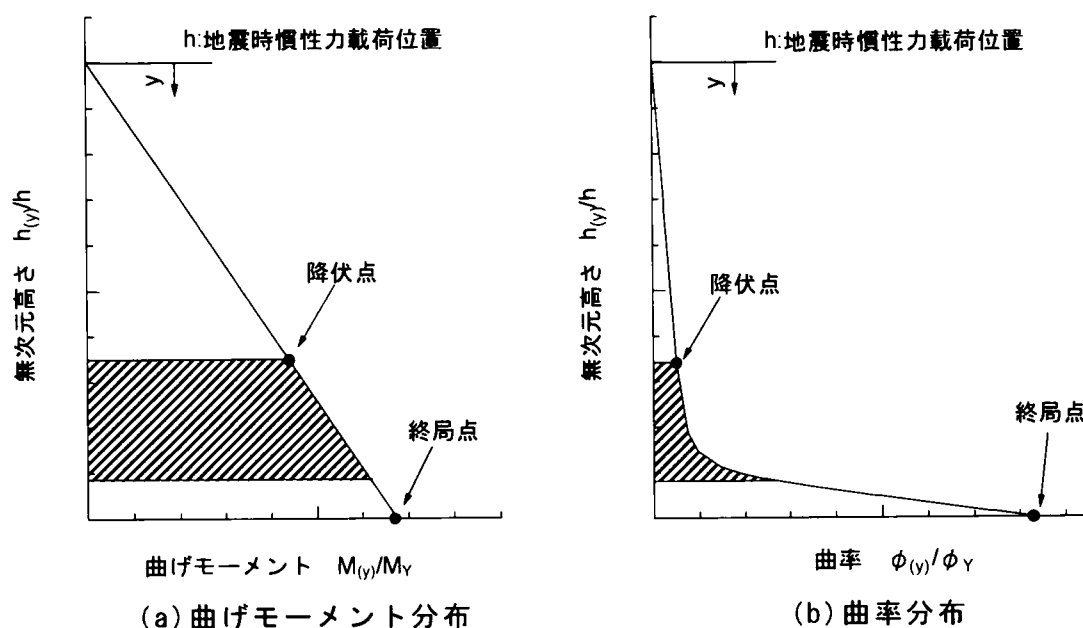


図-3.3.3 曲げモーメント分布と曲率分布の概念図

図-3.3.4 には、解析結果(破線)と実験で得られた供試体 H9 の荷重－変位曲線の包絡線(実線)とを比較して示している。また、表-3.3.1 には供試体 H9 の最高耐荷力点に着目して、圧縮ひずみ ϵ_u をパラメータとした解析値と実験値との比較結果を示している。

表-3.3.1、および図-3.3.4 より、最高耐荷力点において、実験値と解析値とを比較した場合、鋼材の 2 次勾配比 E^*/E を 1/100 とすると、圧縮ひずみ ϵ_u が $17\epsilon_Y$ に達したとき、最高耐荷力点における水平荷重 H_u 、および水平変位 δ_u とともに、解析値と実験値とがほぼ一致することが明らかとなった。

文献 3) には、供試体 H9 と同様に縦補剛材を有する円形断面供試体 M25、および無補剛断面を有する円形断面供試体 M24 の実験結果が示されている。図-3.3.5 には、これらの供試体に対して、供試体 H9 の場合と同様のモデルによる解析値と実験値との比較を示している。

供試体 M24 について、実験値と解析値の最高耐荷力点とを比較した場合、解析モデルにおける圧縮ひずみ ϵ が $3\epsilon_Y$ のとき、水平荷重、変位ともによく一致している。また、供試体 M25 については、解析モデルにおける圧縮ひずみ ϵ_u が $14\epsilon_Y$ のとき、実験値をよく近似している。

表-3.3.1 解析結果と実験結果との比較 : $E^*/E=1/100$

	ϵ / ϵ_Y	H_u (KN)	誤差(%)	δ_u (mm)	誤差(%)
解析値	15	650.2	-0.6	199.6	13.24
	16	654.1	0	214	6.98
	17	659	0.75	229.2	0.37
	18	662.9	1.34	245.2	6.57
	19	667.8	2.09	262	13.85
実験値(H9)		654.1	-	230.1	-

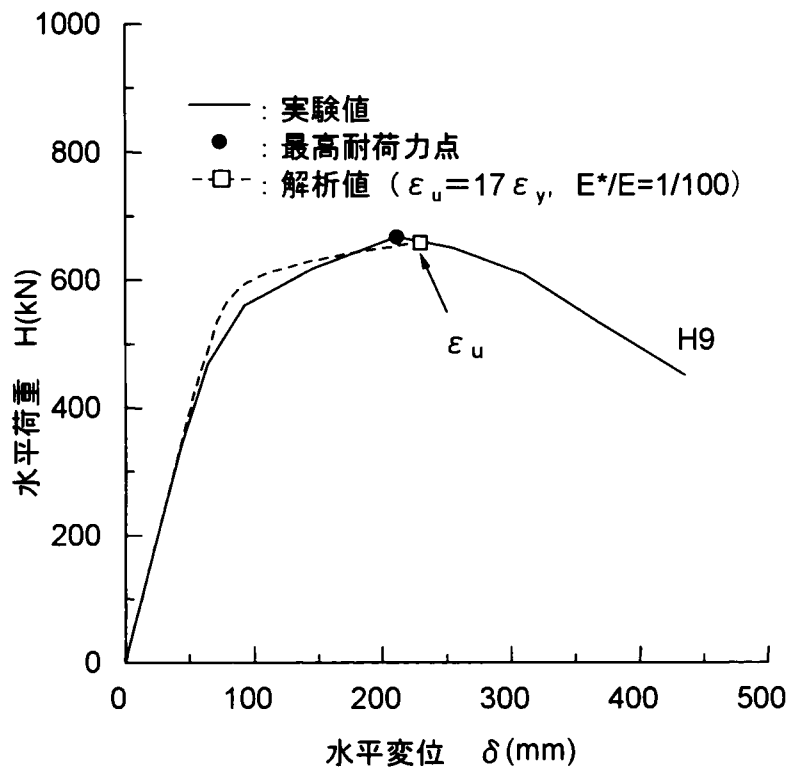


図-3.3.4 荷重－変位関係（供試体 H9、静的解析結果）

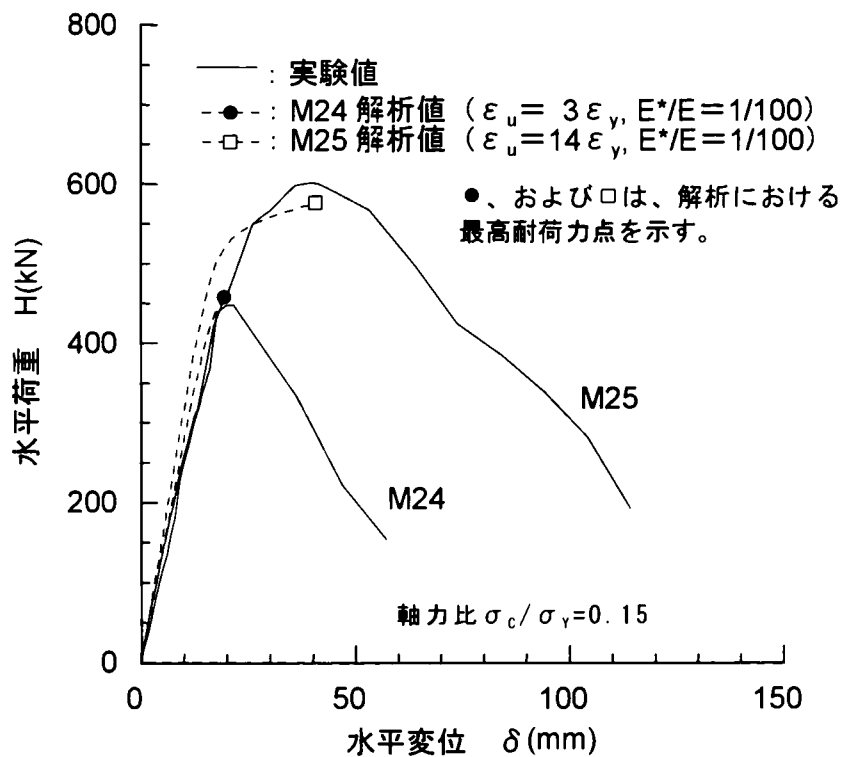


図-3.3.5 荷重－変位関係（供試体 M24、M25、静的解析結果）

図-3.3.6 には、径厚比パラメータ R_{t0} と解析モデルにおける圧縮ひずみ ε_u との関係を示している。径厚比パラメータ R_{t0} は次式により求めている。

$$R_{t0} = \frac{R}{t_0} \frac{\sigma_Y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)} \quad \text{式(3.3.4)}$$

ここに、 R ：鋼管の半径(板厚中心)(mm)、 t_0 ：等価板厚(mm)、 σ_Y ：降伏点(kN/mm²)、 E ：弾性係数(kN/mm²)、 ν ：ポアソン比(0.3)をそれぞれ示す。

図中の一点鎖線は文献 7) に規定されている鋼管の局部座屈に対する耐荷力が、降伏点となる径厚比パラメータ R_{t0} を示している。また、直線①は解析結果から得られた径厚比パラメータ R_{t0} と終局時の圧縮ひずみ ε_u との関係を最小二乗法により、直線近似して求めたものである。これらのことより、鋼円形断面橋脚の圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u / \varepsilon_Y$ は径厚比パラメータ R_{t0} とほぼ線形関係があることがわかる。

これらの結果から、式(3.3.5)の条件を満足する鋼円形断面橋脚の終局状態を式(3.3.6)のように提案する。式(3.3.5)は供試体 M24、M25 の実験データより設定している。

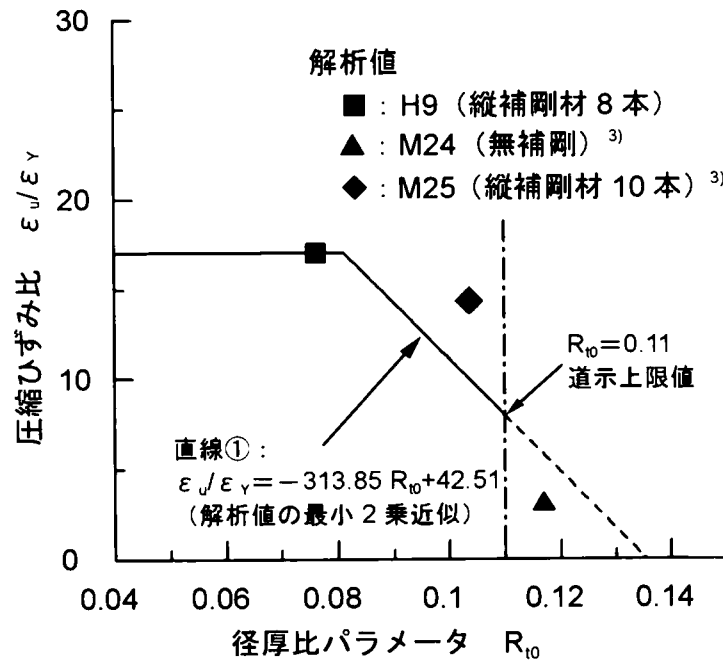


図-3.3.6 圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u / \varepsilon_Y$ と径厚比パラメータ R_{t0} との関係

$$\text{軸力比 } \sigma_c / \sigma_Y \leq 0.15$$

式(3.3.5)

$$\left. \begin{array}{ll} \varepsilon_u / \varepsilon_Y = 17 & (R_{t0} < 0.081) \\ \varepsilon_u / \varepsilon_Y = 13.85R_{t0} + 42.51 & (0.081 \leq R_{t0} \leq 0.11) \end{array} \right\} \text{式(3.3.6)}_{(a), (b)}$$

ここで、 σ_c ：圧縮応力、 σ_Y ：降伏応力、 ε_u ：終局圧縮ひずみ、 ε_Y ：降伏ひずみをそれぞれ示す。

ただ、本研究で取り挙げた実験データ数は少ないため、局部座屈を考慮できる弾塑性有限変位解析や、他の実験データを収集し、細長比パラメータ λ 等の影響を考慮して、提案式の精度と信頼性を向上させていく必要がある。よって、耐震設計時に式(3.3.5)、(3.3.6)を適用する場合には対象橋脚と実験供試体との整合性を十分に考慮する必要がある。

図-3.3.7には実験から得られた径厚比パラメータ R_{t0} と最高耐荷力点における変形性能 μ との関係を示している。

図中の2点鎖線は文献6)に規定されている変形性能 μ の上限値($\mu=5$)を表す径厚比パラメータ R_{t0} を示し、一点鎖線は文献7)に規定されている鋼管の局部座屈に対する耐荷力が降伏点となる径厚比パラメータ R_{t0} を示している。また、直線②は、実験値を最小二乗法により、直線近似したものである。ここでも、変形性能 μ は径厚比パラメータ R_{t0} とほぼ線形関係があることがわかる。

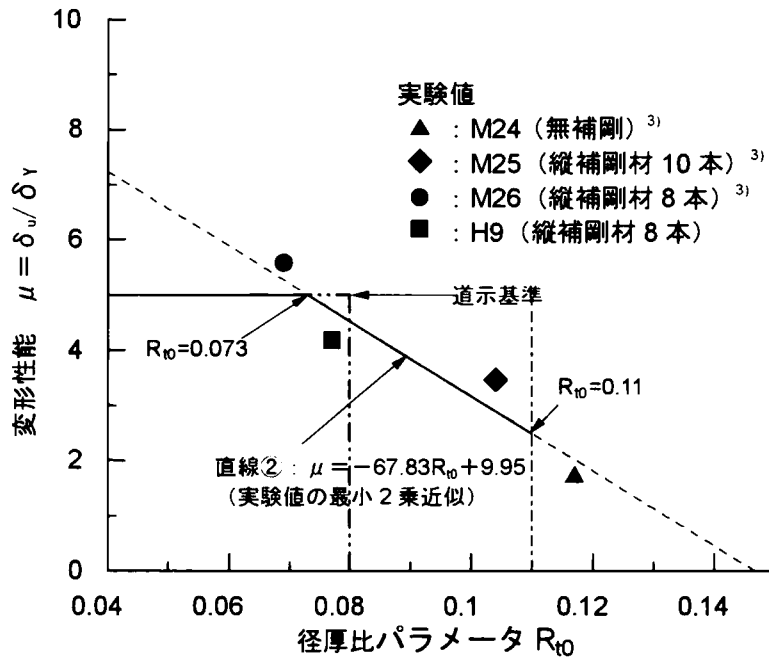


図-3.3.7 径厚比パラメータ R_{t0} と変形性能 μ との関係

3.4. 変形性能評価方法

3.4.1 弾塑性挙動と軸力比との関係

一般に鋼製橋脚の変形性能は弾塑性挙動を考慮した水平荷重 H と水平変位 δ をもとに評価されている⁶⁾。

本解析では、鋼製橋脚の曲げモーメントと曲率との関係に着目して、軸力比の影響について検討した。

鋼製橋脚の外形半径を 150cm と固定し、表-3.4.1 に示すように軸力比 σ_c / σ_y を変化させて、パラメトリック解析を行った。

なお、本解析モデルの断面は無補剛断面とし、局部座屈は考慮していない。また、鋼材は SM490Y を用い、ひずみ硬化を考慮し、 $E^*/E=1/100$ とし、径厚比パラメータ R_{t0} は供試体 H9 と同じものとした。

表-3.4.1 パラメトリック解析に用いた諸元

外形半径(mm)	1,500
径厚比パラメータ R_{t0}	0.077
軸力比 σ_c / σ_y	0.00, 0.01, 0.03, 0.05, 0.07, 0.09, 0.10, 0.11, 0.13, 0.15
降伏点(N/mm ²)	355 (SM490Y)
ヤング係数 E(N/mm ²)	2.0×10^5
E^*/E	1/100

また、本解析においては、鋼円形断面橋脚の圧縮ひずみ ε^* は、径厚比パラメータ $R_{t0}=0.077$ の場合の終局ひずみ $17\varepsilon_y$ まで変化させている。解析結果を、図-3.4.1、および図-3.4.2 に示す。図-3.4.1 には、軸力比と、終局曲率との関係を示し、図-3.4.2 には、軸力比と終局曲げモーメントとの関係を示している。

なお、図中の縦軸の終局曲率、およびに終局曲げモーメントは、それぞれ軸力比 $\sigma_c / \sigma_y=0$ における降伏曲率 ϕ_{y0} 、ならびに降伏曲げモーメント M_{y0} で無次元化している。

図-3.4.1 より、軸力比と終局曲率との関係には、線形関係があり、ほぼ次式の関係能满足しており、径厚比に関する差異は見られなかった。

$$\phi_u / \phi_{y0} = -18.15(\sigma_c / \sigma_y) + \varepsilon_u / \varepsilon_y \quad \text{式(3.4.1)}$$

図-3.4.2 より、軸力比と終局曲げモーメントとの関係においても、線形関係がみられ、ほぼ次式を満足している。

$$M_u / M_{y0} = -0.3443(\sigma_c / \sigma_y) + 1.447 \quad \text{式(3.4.2)}$$

軸力比と終局曲げモーメントとの関係を、径厚比において比較すると、径厚比を $R/t=15\sim70$ と大きく変化させたにもかかわらず、ここでも、径厚比に関する差異はほとんど見られなかった。

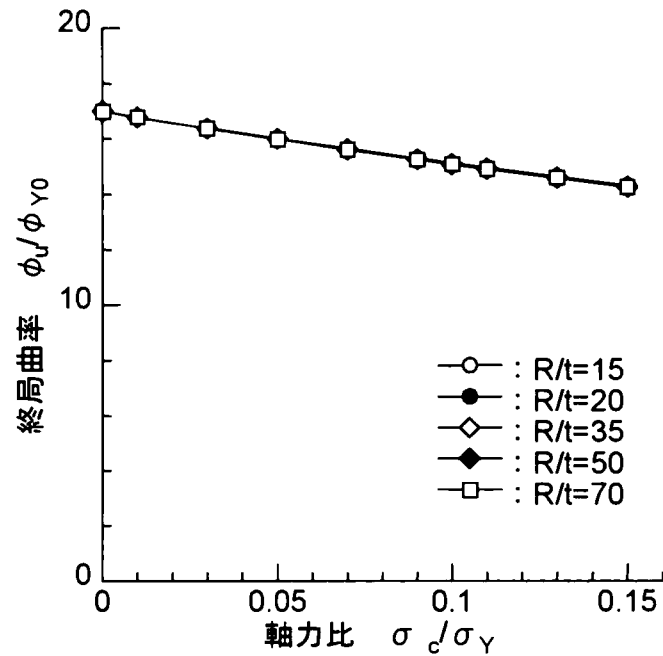


図-3.4.1 終局曲率と軸力比との関係

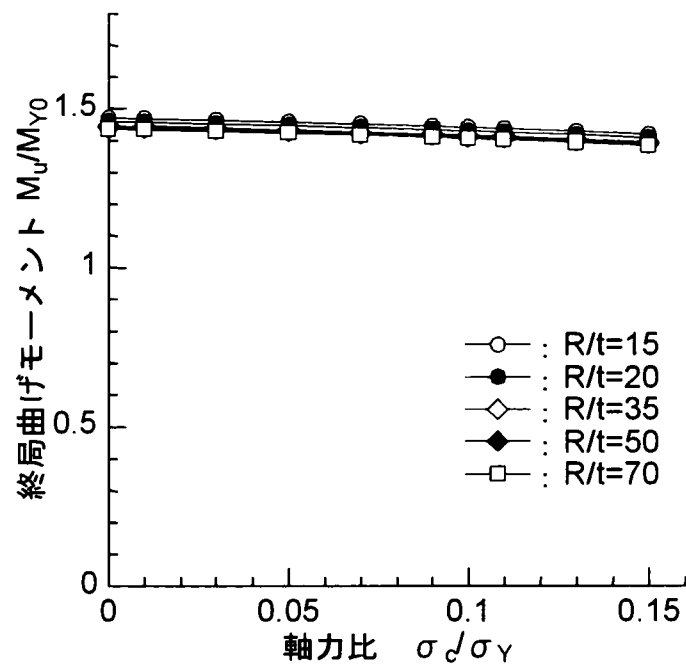


図-3.4.2 終局曲げモーメントと軸力比との関係

3.4.2 弾塑性挙動と圧縮縁端ひずみとの関係

図-3.4.3 には、一般的な鋼円形断面橋脚が有する径厚比パラメータ $R_{t0}=0.077$ における縁端圧縮ひずみと曲率との関係を示し、図-3.4.4 には、同じ径厚比パラメータ R_{t0} における縁端圧縮ひずみと曲げモーメントとの関係を示している。

ここで、図中の曲率、および曲げモーメントは、それぞれ軸力比 $\sigma_c / \sigma_Y = 0$ とした場合の降伏曲率 ϕ_{Y0} 、ならびに降伏曲げモーメント M_{Y0} で無次元化している。これらをそれぞれ、曲率変形性能 ϕ^* / ϕ_{Y0} 、および曲げモーメント比 M^* / M_{Y0} と定義する。また、横軸は縁端圧縮ひずみ ε^* を鋼材の降伏ひずみ ε_Y で無次元化し、これを圧縮ひずみ比 $\varepsilon^* / \varepsilon_Y$ とする。

図-3.4.3 より、曲率変形性能 ϕ^* / ϕ_{Y0} と圧縮ひずみ比 $\varepsilon^* / \varepsilon_Y$ との関係には、線形関係がみられ、ほぼ次式を満足している。

$$\left. \begin{aligned} \phi^* / \phi_{Y0} &= \varepsilon^* / \varepsilon_Y - \sigma_c / \sigma_Y & (0 < \varepsilon^* / \varepsilon_Y \leq 1) \\ \phi^* / \phi_{Y0} &= (1 - \sigma_c / \sigma_Y) \varepsilon^* / \varepsilon_Y & (1 < \varepsilon^* / \varepsilon_Y) \end{aligned} \right\} \text{式(3.4.3)}_{(a), (b)}$$

また、図-3.4.4 より、曲げモーメント比 M^* / M_{Y0} と圧縮ひずみ比 $\varepsilon^* / \varepsilon_Y$ との関係について、軸力比において比較すると弾塑性領域においては、曲げモーメントは軸力比 σ_c / σ_Y の影響をほとんど受けていないことがわかる。このことは設定した軸力比 σ_c / σ_Y が等しい文献5)における実験結果とも一致している。また、圧縮ひずみ比 $\varepsilon^* / \varepsilon_Y$ と曲げモーメント比 M^* / M_{Y0} との関係は、次式の関係を満足している。

$$\left. \begin{aligned} M^* / M_{Y0} &= \varepsilon^* / \varepsilon_Y - \sigma_c / \sigma_Y & (0 < \varepsilon^* / \varepsilon_Y \leq 1.0) \\ M^* / M_{Y0} &= a_1 \varepsilon^* / \varepsilon_Y + b_1 & (1.0 < \varepsilon^* / \varepsilon_Y \leq 5.0) \\ M^* / M_{Y0} &= a_2 \varepsilon^* / \varepsilon_Y + b_2 & (5.0 < \varepsilon^* / \varepsilon_Y) \end{aligned} \right\} \text{式(3.4.4)}_{(a), (c)}$$

ここで、

$$a_1 = 0.080 + 0.173 \sigma_c / \sigma_Y, \quad b_1 = 0.920 - 1.173 \sigma_c / \sigma_Y$$

$$a_2 = 0.011 - 0.004 \sigma_c / \sigma_Y, \quad b_2 = 1.264 - 0.290 \sigma_c / \sigma_Y$$

これは、本研究において、設定した軸力比 σ_c / σ_Y の範囲内 ($\sigma_c / \sigma_Y = 0 \sim 0.15$) では、軸力による断面内の圧縮応力領域が小さく、断面のほぼ中央に位置するため、断面の抵抗曲げモーメントに与える影響が小さいためと考えられる。

これらのことから、鋼円形断面橋脚の終局状態を最高耐荷力点とした場合、対象とする鋼円形断面橋脚の縁端圧縮ひずみ ε^* の値を式(3.3.5)、および式(3.3.6)から決定することにより、そのときの弾塑性曲率 ϕ^* 、および曲げモーメント M^* は式(3.4.3)～(3.4.4)により簡易的に求められ、求められた曲げモー

メント M と曲率 ϕ との関係から水平荷重 H と水平変位 δ との関係は簡易的に求められる (式(3.3.3)参照)。ただし、細長比が大きい鋼製橋脚において、水平耐力を求める場合は、 $P\cdot\Delta$ 効果に注意する必要がある。

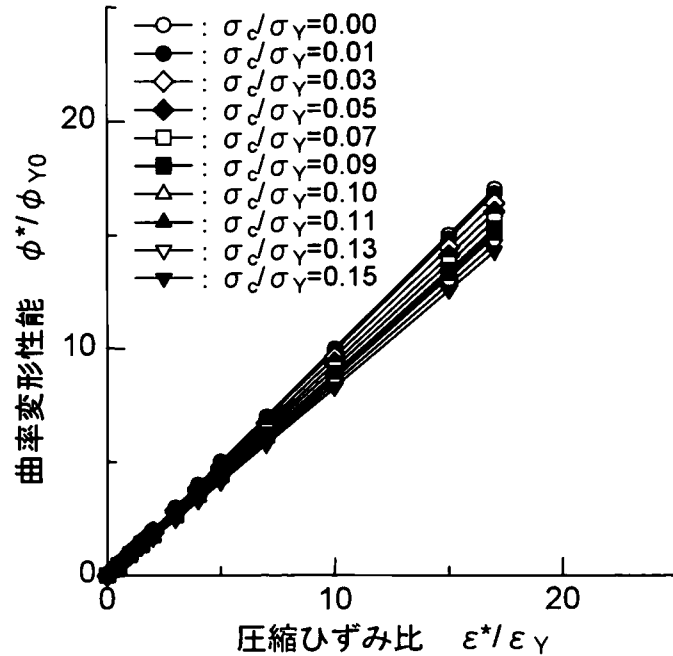


図-3.4.3 曲率変形性能と縁端圧縮ひずみとの関係 ($R_{t0}=0.077$)

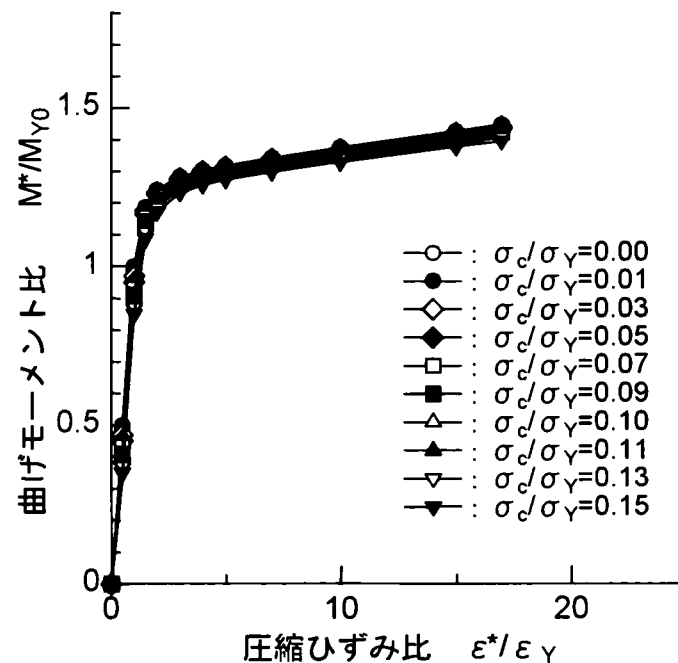


図-3.4.4 曲げモーメント比と縁端圧縮ひずみとの関係 ($R_{t0}=0.077$)

本章において得られた知見を次にまとめる⁸⁾。

- 1) 供試体 H9 の実験結果と解析結果との比較より、最高耐荷力点において、解析における鋼材の 2 次勾配比を $E^*/E=1/100$ に設定したとき、解析モデルの圧縮ひずみ ϵ_u が $17 \epsilon_Y$ のとき、解析値は実験値をよく近似してる。
- 2) 供試体 M24、M25、による実験結果に対して、供試体 H9 と同様の解析を実施し、径厚比パラメータ R_{t0} と終局ひずみ ϵ_u との関係、およびその適用範囲を提案した。
- 3) 供試体 H9、M24、および M25 の実験結果から径厚比パラメータ R_{t0} と変形性能 μ との関係、およびその適用範囲を提案した。
- 4) 鋼円形断面橋脚の終局状態を最高耐荷力点とした場合、縁端圧縮ひずみ ϵ^* の値を径厚比パラメータ R_{t0} と関連して決定することにより、弾塑性曲率 ϕ^* 、および曲げモーメント M^* は簡易的に求められる。
- 5) 提案した推定方法は、鋼円形断面橋脚の弾塑性挙動を比較的簡単に求められ、鋼円形断面橋脚の耐震設計における労力を軽減できる。
- 6) 今後の課題としては、初期不整や局部座屈を考慮できる弾塑性有限変位解析との比較検討を実施し、提案式の精度と信頼性を向上させることが挙げられる。

第3章 参考文献

- 1) 例えば陵城成樹、木代穰、小林寛、渡邊英一：箱形断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動と耐震設計法に関する研究、土木学会、構造工学論文集、pp.1027～1035、1999年3月
- 2) 建設省土木研究所他5者：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(Ⅳ)、1997年12月
- 3) 建設省土木研究所他5者：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(総括編)、1999年3月
- 4) 渡邊英一、堀江佳平、新名勉、陵城成樹、内田諭：円形断面を有する鋼製橋脚の変形性能評価法に関する研究、土木学会、第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、pp.121～pp.126、1998年11月
- 5) 石澤俊希、井浦雅司：円形鋼製橋脚の最高荷重および劣化特性に関する研究、土木学会、第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、pp.115～pp.120、1998年11月
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説：Ⅴ．耐震設計編、1996年12月
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説：Ⅱ．鋼橋編、1996年12月
- 8) 陵城成樹、堀江佳平、加賀山泰一、新名勉、内田諭、渡邊英一：円形断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動と耐震設計法に関する研究、構造工学論文集 Vol.46A、土木学会、pp.815～820、2000年3月

第4章 鋼製橋脚基部の地震時低サイクル疲労

4.1 概 説

鋼製橋脚に兵庫県南部地震級の大地震が作用した場合の耐震性能を評価するために多くの大型供試体による繰り返し載荷実験が行われてきた^{1)~7)}。それらの結果より、鋼製橋脚の耐震性能を向上させるためには、鋼製橋脚柱部材を構成する補剛板の局部座屈を抑制することが有効であることが明らかになった。補剛板の局部座屈を抑制するためには、フランジ、ウェブ、および縦方向補剛材の板厚を増し、幅厚比を小さくした厚肉少補剛断面を採用する必要がある。

しかし、厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の大型供試体実験では、基部ベースプレート角部の引張側フランジにおいて、塑性ひずみが数10回繰返して発生し、これによる疲労き裂が発生し、最終的には脆性的な崩壊に至る例があった¹⁾。このことは、鋼製橋脚の断面構成、および荷重条件によっては、鋼製橋脚の崩壊が局部座屈よりも、低サイクル疲労に支配される可能性があることを示している。

本章では、この低サイクル疲労が鋼製橋脚の耐震性能に与える影響を明らかにするため、大型供試体実験結果をもとに、既存の鋼製橋脚基部を対象とした部分模型による疲労実験を行い、その疲労挙動について検討を行った。

4.2 低サイクル疲労実験

4.2.1 実験概要

第2章での供試体H4による載荷実験では、橋脚基部のベースプレートとフランジとの交差部において、塑性領域での繰り返し載荷による疲労き裂が発生した。その結果をふまえ、既存の鋼製橋脚基部を対象とした部分模型（2/3縮尺）による低サイクル疲労実験を実施した。

供試体は図-4.2.1に示す既存橋脚基部の構造に着目し製作した。製作した供試体の形状を図-4.2.2、図-4.2.3に示す。これらは鋼製橋脚の、①隅角部（荷重非伝達型継手 T1：3体）、②貫通型縦方向補剛材部（荷重非伝達型継手 T2：4体）、③一般部（荷重非伝達型継手 T3：4体）、および④非貫通縦方向補剛材部（荷重伝達型継手 T4：2体）を模したものであり、材質はSM490Yである。

試験機は5884KN疲労試験機を使用し、ひずみの計測には動ひずみ計を使用した。写真-4.2.1には疲労試験機の全景と供試体の据付状況を示している。大型供試体H4における破壊は圧縮時（座屈）ではなく引張時（低サイクルクラック）に起因したことを考慮し、部分模型実験は完全片振りの荷重制御にて実施した。各供試体にはそれぞれ大きな塑性ひずみ（初期ひずみ $5 \times 10^3 \mu$ ～ $100 \times 10^3 \mu$ ）をベースプレート近傍に与え、その後、荷重制御（ $P \approx 0 \sim P = P_{max}$ ）によってひずみを発生させた。

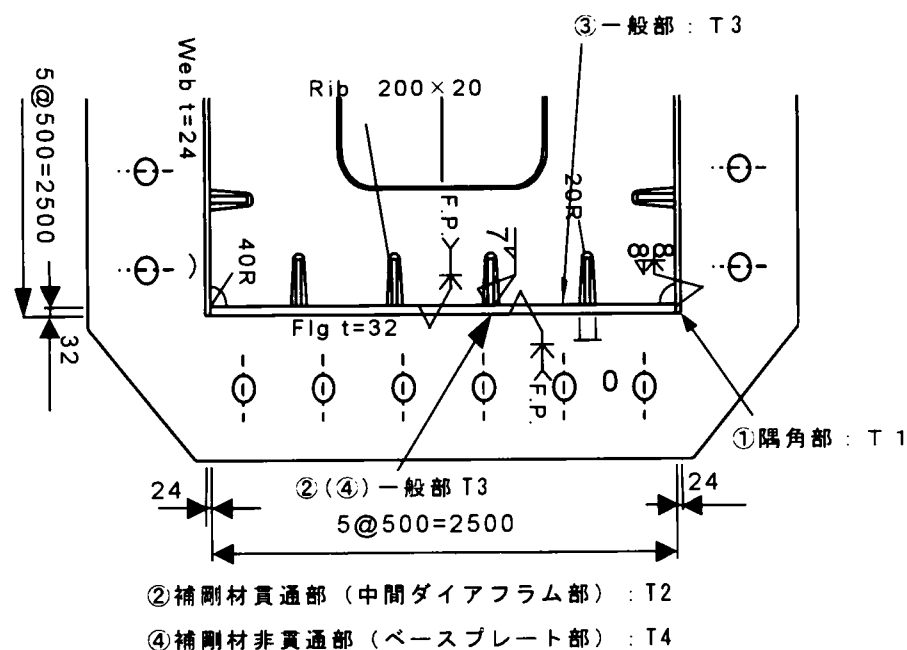
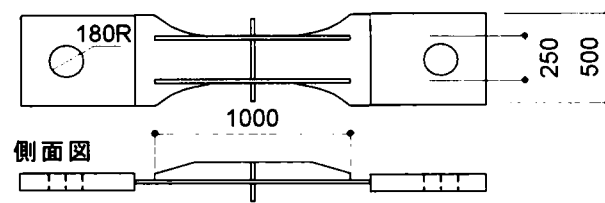


図-4.2.1 既存鋼製橋脚基部の構造と着目点

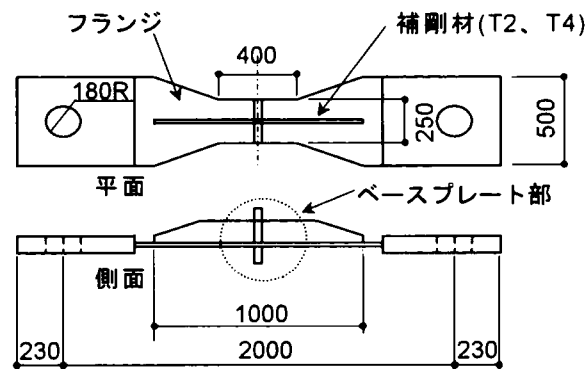
この初期ひずみ値（荷重）の設定のため、同一供試体による単純引張試験（予備実験）を行い、断面が全塑性状態となる時の荷重を測定した。また、この予備実験において発生したき裂位置に着目し、本実験では、その位置（もしくはその近傍）にひずみゲージを配置した。すなわち前述の初期ひずみとはこの着目点において発生した初期のひずみの値である。このとき載荷した初期荷重（ P_{max} ）は供試体断面が全塑性となる荷重値とこれを基準として設定した値（2～3ケース程度）である。

平面図

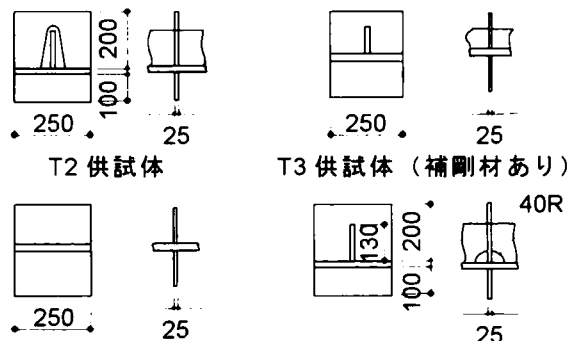


側面図

図-4.2.2 供試体T1



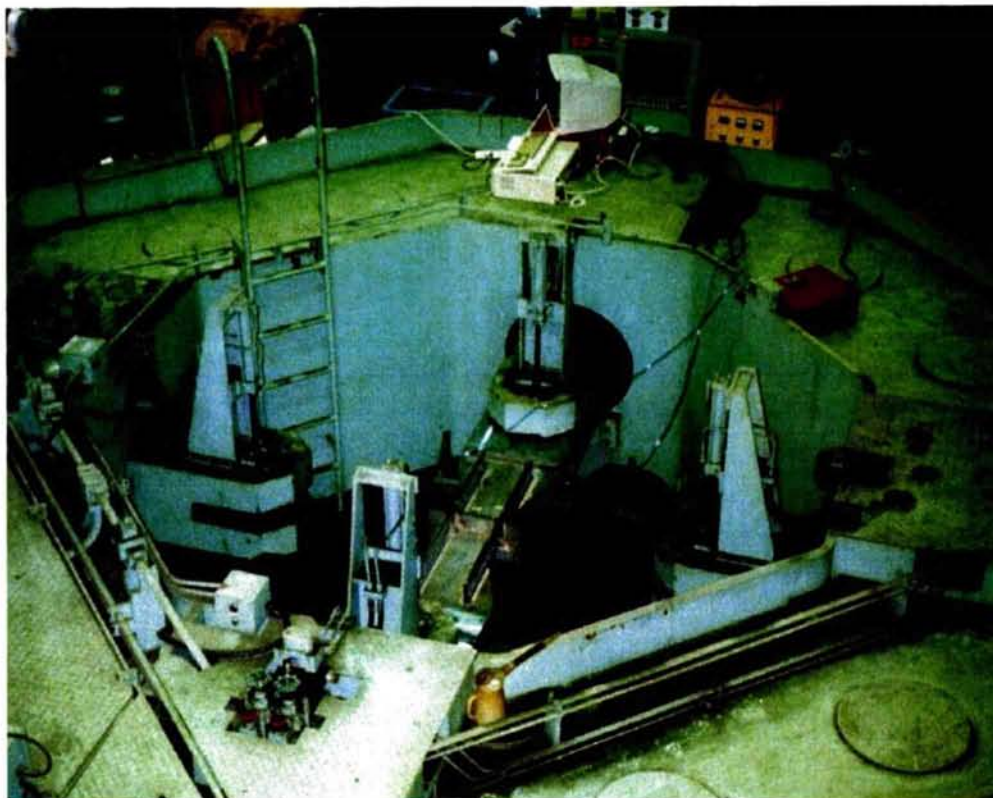
(a) 平面図、側面図



T2 供試体 T3 供試体（補剛材あり）
T3 供試体（補剛材なし） T4 供試体

(b) ベースプレート部詳細

図-4.2.3 供試体T1、T2、T3



(a) 疲労試験機の全景



(b) 供試体設置状況

写真-4.2.1 疲労試験機

4.2.2 実験結果と考察

低サイクル疲労実験結果の一例として供試体 T1、および供試体 T4 のひずみ履歴を図-4.2.4、および図-4.2.5 に示す。写真-4.2.2、および写真-4.2.3 には供試体 T1 と供試体 T4 の破断状況を示している。供試体 T1 では、3 体とも初期ひずみ ($80 \times 10^3 \sim 100 \times 10^3 \mu$ 程度) 導入時から、コーナ部に微小な、き裂が観測された。このき裂は目視ではほとんど確認できず、磁粉探傷にて、わずかに観測される程度のものであった。その後、繰り返し数の増加に伴い、き裂は進展した。

T1 では 3 体の供試体のうち 1 体が破断に至っている。

供試体 T2 では、ベースプレートとフランジ溶接部にき裂が認められたが、1,000 回の繰り返しを行っても、き裂はほとんど進展しなかった。なお、供試体 T2 の初期ひずみは $20 \times 10^3 \sim 40 \times 10^3 \mu$ 程度であり、微小な断続き裂が初期ひずみ導入時に発生していた。

供試体 T3 では、4 体のうち 3 体が破断に至った。そのなかで補剛材があるタイプの供試体では、荷重の繰り返しにより、塑性ひずみが累積され、繰り返し数 6 回で母材破断を生じた。この供試体から補剛材を取り外した。

供試体では、構造的拘束が低減されたため、破断までの繰り返し数が増加した。

また破壊性状もフランジ端部の溶接止端部からき裂が進展し不安定破壊に移行するモードに移行した。供試体 T4 では、他の供試体 T1～T3 と異なり、補剛材とベースプレートの溶接部に疲労き裂が発生し、成長した。これは供試体 T4 が荷重伝達型継手であり、ベースプレートとの溶接部に塑性ひずみが極端に累積したためと考えられる。この供試体は補剛材の破断による断面欠損のため供試体フランジのひずみは急増し破断に至った。写真-4.2.4 には供試体 T2 の破断状況を示し、写真-4.2.5、および写真-4.2.6 には供試体 T3 の破断状況と判断面の拡大をそれぞれ示している。

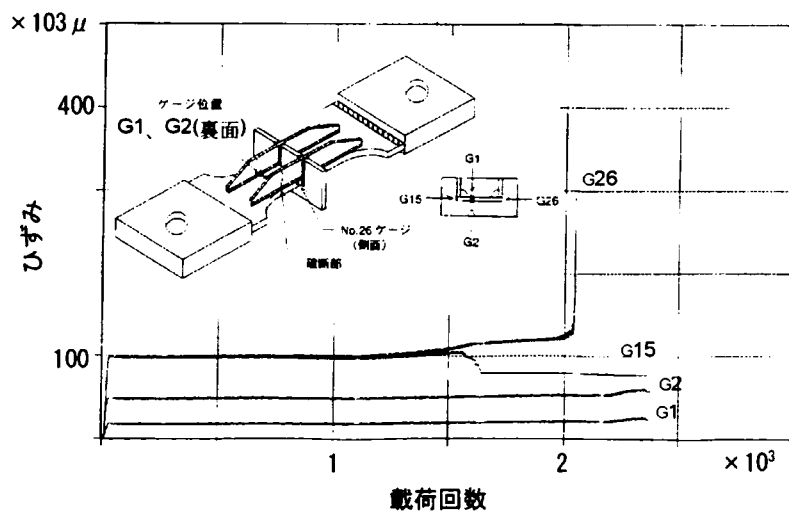


図-4.2.4 供試体T1ひずみ履歴



写真-4.2.2 供試体 T1 の破断状況

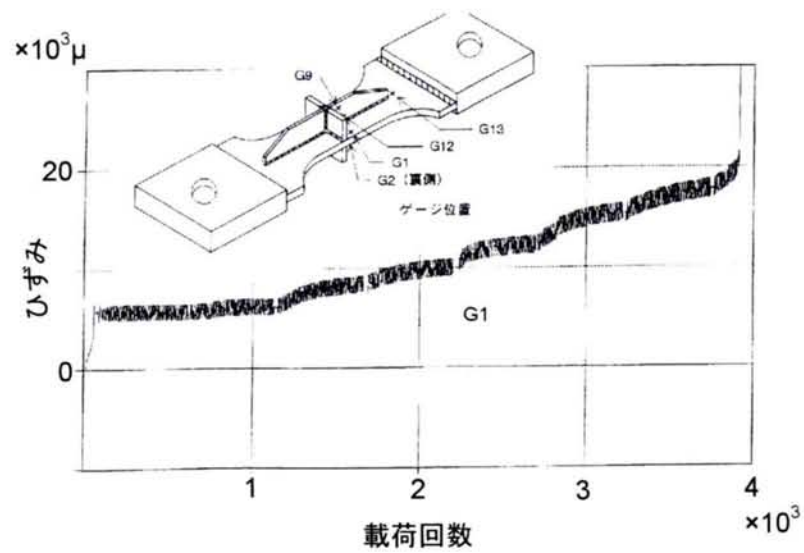


図-4.2.5 供試体 T4 ひずみ履歴

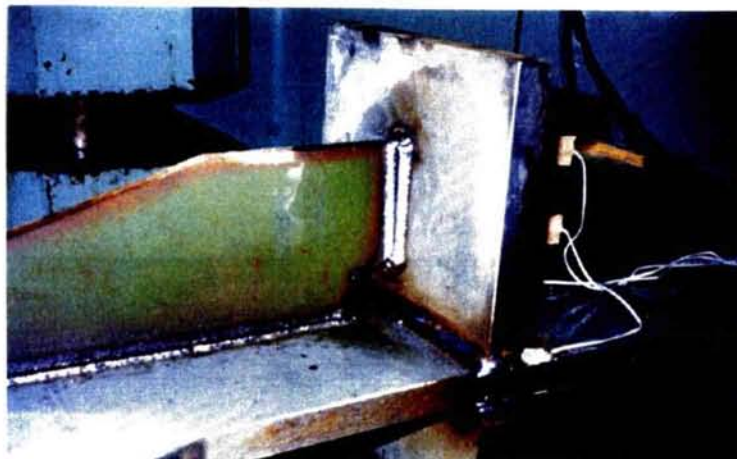


写真-4.2.3 供試体 T4 の破断状況

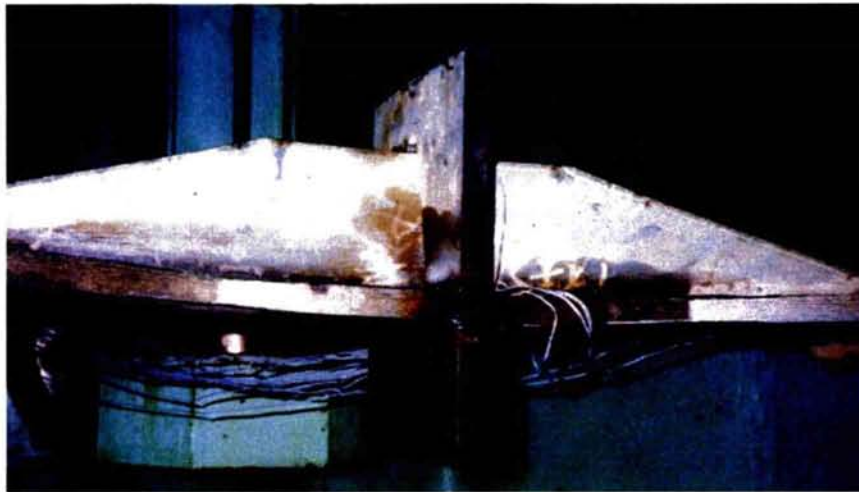


写真-4.2.4 供試体 T2 の破断状況

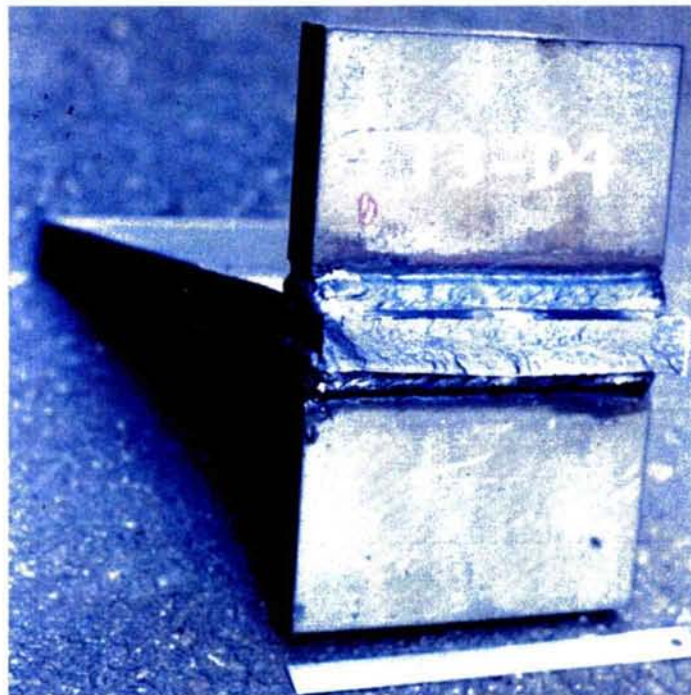


写真-4.2.5 供試体 T3 の破断状況

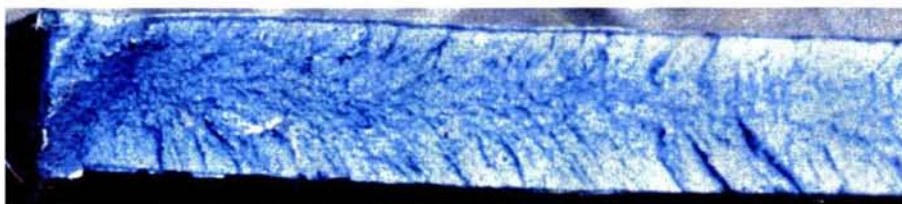


写真-4.2.6 供試体 T3 の破断面の拡大

目視観察によれば、供試体 T1～T4 の破面はき裂成長中の破面は延性破面的であり、その後脆性破面的な不安定破壊へと移行する性状を示していた。これは大型供試体（供試体 H4）において生じた破面と同様であり、塑性域での低サイクル疲労挙動を評価する上で本実験が有効であることがうかがえる。

4.3 低サイクル疲労強度の評価

本実験では前述したとおり、荷重制御にてひずみを供試体に導入した。このため本実験結果と通常行われている塑性ひずみ範囲を一定とした低サイクル疲労実験結果とを直接比較することは難しい。

そこで、破断に至るまでに累積する塑性域ひずみ総量は履歴によらず一定であると仮定し、評価を行った。これは塑性域における疲労強度を決定する要因として塑性ひずみの累積が考えられることに着目し、Coffin-Manson 則を参考にして定めた方法である。累積ひずみ量の換算方法を図-4.3.1 に示す。ここでは、まず繰り返し荷重によって発生するひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_p$ の平均値を平均ひずみ $\Delta \varepsilon_{pm}$ と定義した。そして初期ひずみと変動ひずみの総量が、この平均ひずみ $\Delta \varepsilon_{pm}$ とその繰り返し数 n と等しくなるように換算を行った。換算した結果を図-4.3.2 に示す。

図-4.3.2 では発生したき裂長が部材の断面方向全線におよぶまで成長したときの繰り返し数を全線き裂回数 N_i 、供試体が破断した回数を破断回数 N_f として表記した。ただし 1 サイクル目で全線き裂に至った供試験体（T3：2 体、T4：1 体）については、正確な発生回数を確認することが出来なかったため、図示していない。T2、T3 供試体においては同じ溶接止端部の破壊でありながら、T3 供試体に比べ、T2 供試体の全線き裂回数 N_i は多くなる傾向となった。これは T3 供試体で、き裂が発生した溶接線長は T2 の溶接線よりも長く（破断部位の幅が広く）、塑性拘束によるひずみがより多く発生したためと考えられる。また破断回数 N_f に着目した場合、T4 供試体は最も寿命が短い結果となっていた。これは T4 供試験体の破断は荷重伝達継手であり、ひずみの集中度合いが他の供試体よりも極端であったためと考えられる。

これらの結果より供試体 T1～T4 における疲労強度のばらつきの一要因として、ひずみゲージ位置と、き裂発生位置とにおけるひずみ値の差を挙げることができる。よって、このひずみ差が極端に大きくなる構造では低サイクル疲労強度を過小評価する可能性がある。

次に小型試験片で実施した塑性ひずみ範囲一定での低サイクル疲労実験結果⁸⁾（図中破線）を示す。小型試験片による結果と今回の実験結果はよく一致しており、塑性ひずみに着目する限り、その結果は供試体の大きさや形状に依存していないことを示唆している。また確認のため、同様の手法によって評価した大型供試体 H4 結果を示す。さらに、隅角部の両振り実験結果⁸⁾をも示す。これらの結果は比較的よく一致した。ただし、H4 での塑性ひずみ範囲は実測値であり、形状的なひずみ集中の影響が少ない位置（破断面から 20mm 以上

離れた位置) の値であることから低めの評価となっている。また隅角部の結果も同様の理由から低めの評価となった。

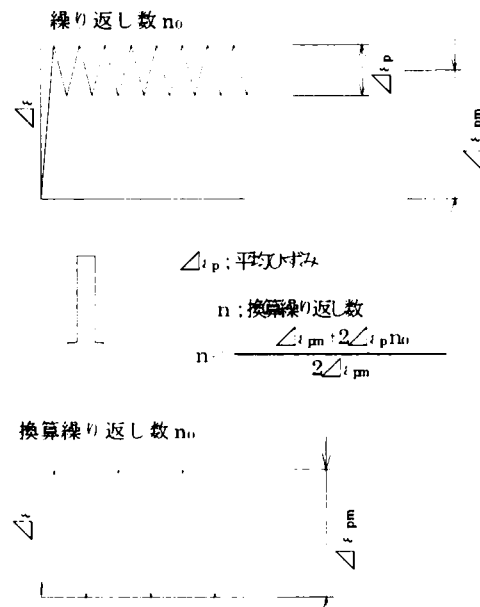


図-4.3.1 平均ひずみ－繰返し数への換算

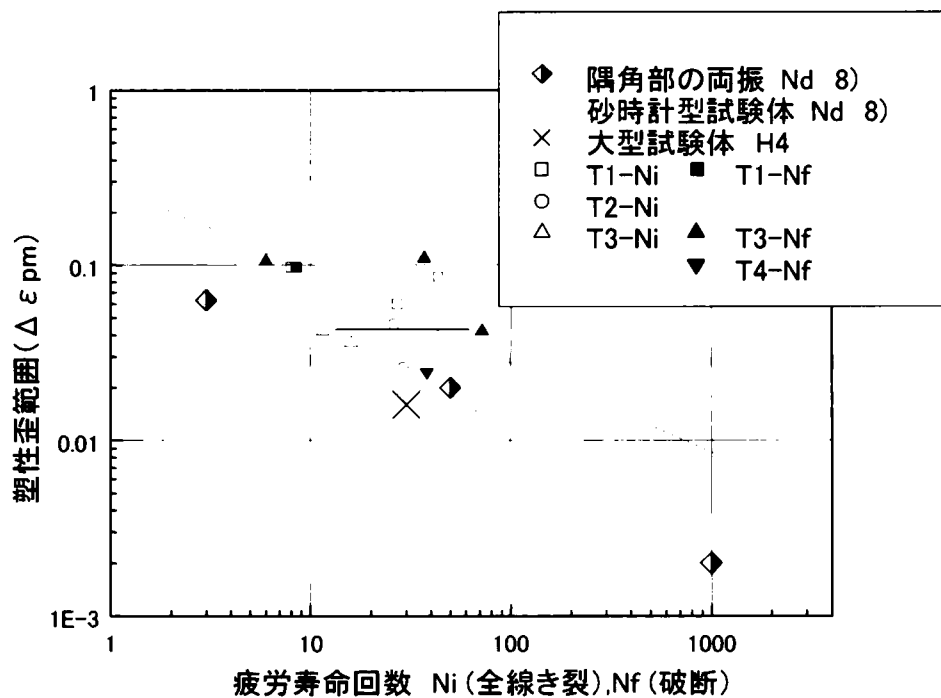


図-4.3.2 塑性ひずみによる低サイクル疲労強度評価

以上より、過大な地震が作用したときの鋼製橋脚基部における低サイクル疲労は発生した塑性ひずみの累積（履歴）によって評価できると考えられる。また、き裂が発生する部位を想定し、その破断面における塑性ひずみを評価することで、小型試験片の疲労強度評価曲線を使用した照査も可能であると考えられる。

供試体 H4 では隅角部からき裂が発生した。これは隅角部の構造的拘束効果により隅角部のひずみがフランジ中間部に比べて大きくなり、塑性ひずみが多く累積されたためである。このことは大規模な地震力が作用している鋼製橋脚では低サイクル疲労破壊が発生することも十分考えられることを示している。

特に座屈耐力を改善するため、補剛板の幅厚比を制限した重補剛断面橋脚においては橋脚フランジとベースプレートの溶接部に塑性ひずみが累積する。よって、塑性ひずみの履歴に着目した低サイクル疲労照査の実施が必要であると考えられる。

本章において、得られた知見を以下にまとめる⁹⁾。

- (1) 塑性ひずみの累積に着目することで、ひずみ履歴の異なる低サイクル疲労強度が推定可能である。
- (2) 大規模地震が鋼製橋脚に作用した時の塑性ひずみ履歴を算出することで、低サイクル疲労強度を照査することが出来る。
- (3) 塑性ひずみが過大に累積する箇所が低サイクル疲労によるき裂の発生点となる可能性が高い。
- (4) 低サイクル疲労き裂の破面は延性破面的であり、き裂が成長すると脆性破壊的な不安定破壊へと移行する可能性がある。
- (5) 座屈耐力を改善するため、補剛板の幅厚比を制限した重補剛断面橋脚においては橋脚フランジとベースプレートの溶接部に塑性ひずみが累積する。すなわち、鋼製橋脚の終局状態は圧縮塑性ひずみ量だけでなく、引張り塑性ひずみ量、または塑性ひずみ振幅を考慮する必要がある。よって、鋼製橋脚の耐震設計を行う場合は塑性ひずみの履歴に着目した低サイクル疲労照査の実施が必要であると考えられる。

第4章 参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する調査研究業務（その2）概要報告書、pp.50～54、pp.86～104、1995年
- 2) 南莊淳、西岡敬治、堀江佳平、陵城成樹：鋼製橋脚の耐震補強に関する研究、土木学会、構造工学論文集、pp.1047～1058、1998年3月
- 3) 南莊淳、堀江佳平、陵城成樹、井元泉：鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究、土木学会、鋼製橋脚の非線形解析と耐震設計に関する論文集、pp.189～196、1997年5月
- 4) A.Nanjo, Y.Horie, S.Okashiro, I.Imoto : Experimental Study on the Ductility of Steel Bridge Piers. Proceedings of the 5th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures. Vol.1. pp.229-236. 1997.7.
- 5) S.Okashiro, Y.Horie, T.Nishioka. : A NanjoExperimental Study on a Seismic Design Method of Steel Bridge Piers. Proceedings of PSSC'98. Vol.1. pp.619-624.1998.10.
- 6) 渡邊英一、堀江佳平、新名勉、陵城成樹、内田諭：円形鋼製橋脚の変形性能評価法に関する研究、第2回鋼構造物の非線形解析と耐震設計に関する論文集、土木学会、pp.121～126、1998年11月
- 7) 坂野昌弘、三上市蔵、百々良晃、加藤準治：超低サイクル域における鋼製橋脚隅角部の破壊挙動、土木学会第49回年次学術講演会講演概要1・838、1994年
- 8) 坂野昌弘、岸上信彦、小野剛史、森川友記、三上市蔵：三角リブ付き鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労挙動、構造工学論文集Vol. 44A、pp.1281～1288、1998年3月、
- 9) 陵城成樹、足立幸郎、猪瀬幸太郎、杉浦邦征、渡邊英一：鋼製橋脚基部の地震時低サイクル疲労挙動に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol48A、土木学会、pp.649～655、2002年3月

第5章 弾塑性有限変位解析による鋼箱形断面橋脚の終局状態

5.1 概説

鋼製橋脚の耐震設計法に関する研究については、兵庫県南部地震以前より数多く行われてきた。しかし、それらの多くは軸力変動が少ない単柱式の鋼製橋脚についての耐荷力、および変形性能を対象としている¹⁾。本研究では、鋼箱形断面橋脚（以下単に鋼製橋脚という）の耐震性能に及ぼす軸力変動の影響を明らかにするために既存の実験結果、汎用コードABAQUSを用いた弾塑性有限変位解析による解析結果、および実用的解析モデルを用いた解析結果とを比較し、その解析モデルの適用性と終局ひずみ ϵ_u について検討を行った。

次に鋼箱形断面ラーメン橋脚（以下単に鋼製ラーメン橋脚という）の梁部材におけるせん断耐荷力と変形性能との関係、およびせん断力と曲げモーメントの作用状況に着目し、せん断座屈が断面耐荷力、および梁部材の変形性能に及ぼす影響について弾塑性有限変位解析により検討を行なった^{2),3)}。

5.2 軸力比の影響を考慮した弾塑性挙動

5.2.1 弾塑性有限変位解析と実験との比較

解対象は、実験供試体 H8¹⁾である。解析に用いた要素は 3 次元シェル要素であり、弾塑性有限変位解析には汎用コード ABAQUS を使用した。図-5.2.1 には解析対象とした供試体 H8 の諸元を示している。解析は補剛板の残留応力を考慮した場合²⁾と無視した場合の 2 ケースについて解析をおこなった。また、解析における荷重載荷方法は単調載荷とした。図-5.2.2 には弾塑性有限変位解析における残留応力分布を示している。

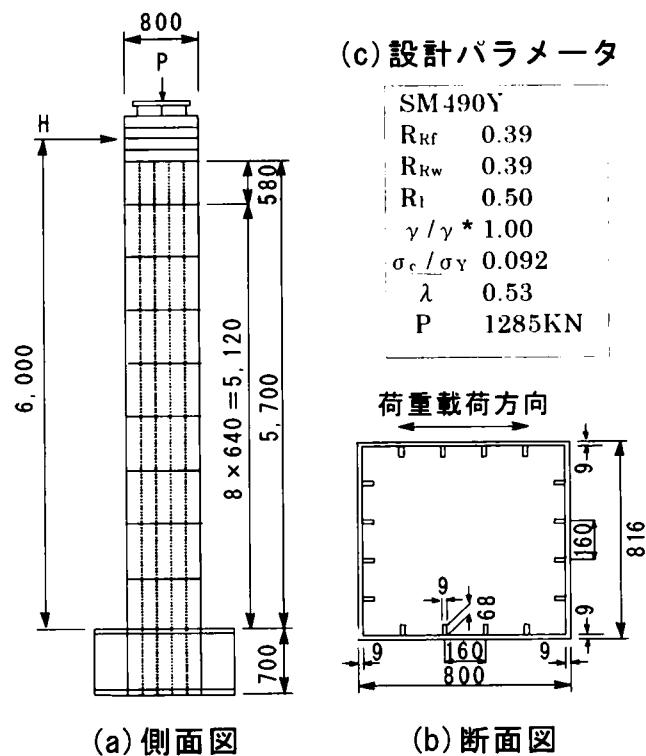


図-5.2.1 対象とした鋼製橋脚（寸法：mm）

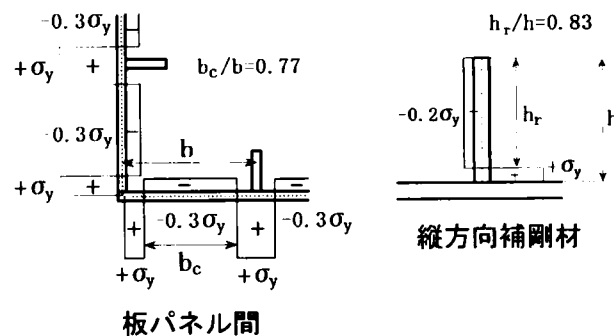


図-5.2.2 残留応力分布²⁾

図-5.2.3 に解析結果と実験結果とを比較して示す。図中の□実線は実験結果を示し、一点鎖線は第2章で述べた実用的モデルによる解析結果(CASE.1、第2章図-2.3.5 参照)を示している。また、△破線は残留応力を無視した場合の弾塑性有限変位解析結果(CASE.2)を示し、■実線は残留応力を考慮した弾塑性有限変位解析(CASE.3)を示している。最高耐力力点に着目して実験値と解析結果とを比較した場合、CASE.3 のときが実験値と、ほぼ一致しているのに対して CASE.2 の場合は、実験から得られた変形性能を若干小さく評価していることがわかる。一方、水平耐力については両者の差は少なく実験値とよく一致している。

これらの結果より、薄肉補剛断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動を精度よく評価するためには、補剛板の残留応力を考慮した弾塑性有限変位解析が有効であることが明らかになった。また、実験、および CASE.3 から得られた最高耐力力点は、CASE.1 において圧縮縁端ひずみ（終局ひずみ ϵ_u ）が降伏ひずみ ϵ_y のおよそ 10 倍に達した時に相当していることが示された。

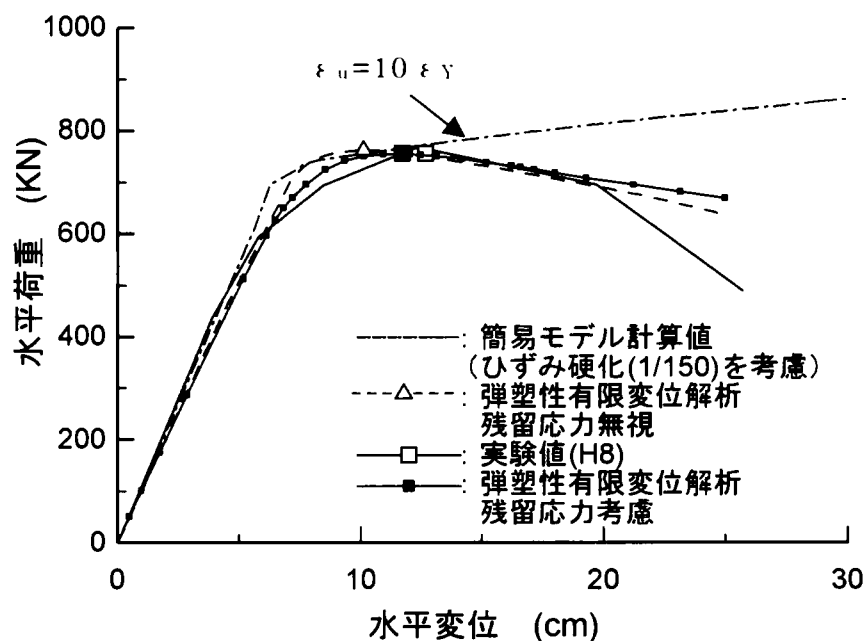


図-5.2.3 弾塑性有限変位解析結果

5.2.2 変形性能に与える軸力比の影響

図-5.2.4 に補剛板の残留応力を考慮して、軸力比 σ_c / σ_y をパラメータとした弾塑性有限変位解析結果を示す。実験時の軸力比は約 9% である。ここで σ_c は軸圧縮応力、 σ_y は降伏応力をそれぞれ示す。最高耐力力点に着目した場合、軸力比 σ_c / σ_y が大きくなるのに応じて水平耐力、および変形性能が減少することがわかる。また、最高耐力力点以降の耐力の劣化程度も軸力比が大きい場合のほうが著しいことがわかる。

図-5.2.5 には、残留応力を考慮した弾塑性有限変位解析結果(CASE.3、実線)と実用的解析モデルによる解析結果(CASE.1、一点鎖線)とを比較して示している。図中の□は実験から得られた最高耐荷力点を示し、●、および■は解析から得られた最高耐荷力点をそれぞれ示している。ここで、実用的解析モデルの場合の水平耐力は、載荷軸力に起因する付加曲げモーメント M_{ad} を控除して算出している。最高耐荷力点に達するまでは、CASE.1 と CASE.3 はよく近似していることがわかる。

表-5.2.1 にはこれらの解析結果と実用的モデルによる最高耐荷力点における終局ひずみ ϵ_u を比較してまとめている。この結果、最高耐荷力点における橋脚の下端断面の終局ひずみ ϵ_u は、算定した軸力比の値の範囲では、降伏ひずみ ϵ_Y の約 10 倍と一定していることがわかる。

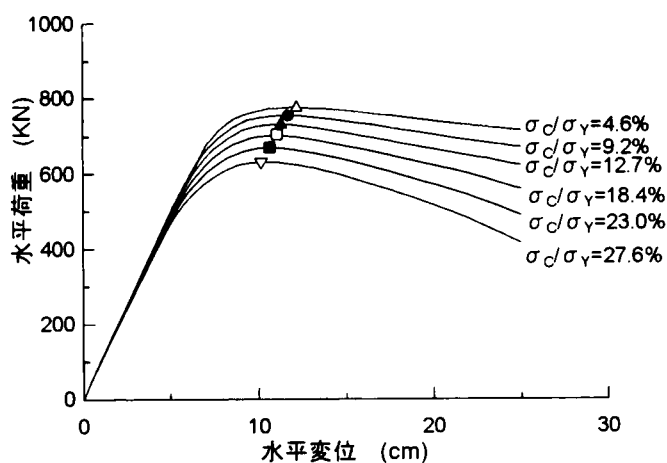


図-5.2.4 弾塑性有限変位解析結果

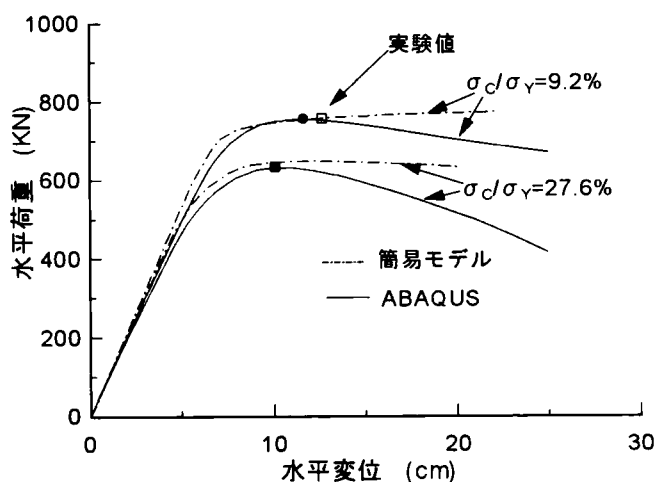


図-5.2.5 弾塑性有限変位解析結果と実用的モデル解析結果

表-5.2.1 解析結果と終局ひずみ

軸力比	最高耐力点	ABAQUS	簡易モデル	
			P- δ 効果	ε_u
0.046	δ (cm)	12.20	12.18	$10\varepsilon_y$
	H(KN)	775.76	774.73	
0.092	δ (cm)	11.74	11.74	$10\varepsilon_y$
	H(KN)	755.45	755.31	
0.127	δ (cm)	11.32	11.50	$10\varepsilon_y$
	H(KN)	731.28	733.15	
0.184	δ (cm)	11.10	11.36	$10\varepsilon_y$
	H(KN)	703.37	708.04	
0.23	δ (cm)	10.71	11.36	$10\varepsilon_y$
	H(KN)	669.96	679.80	
0.276	δ (cm)	10.19	11.37	$10\varepsilon_y$
	H(KN)	632.59	647.93	

注) δ : 水平変位、H : 水平荷重、実験値 : H=756.1KN、 δ : 12.7cm

5.3 梁部材におけるせん断座屈

5.3.1 弾塑性有限変位解析モデル

図-5.3.1 に検討対象とした鋼製ラーメン橋脚の概略を示している。図中の斜線部が本研究における着目部である。弾塑性有限変位解析におけるモデル化対象は図中①部から梁中心までの範囲とし、①部を支点とする片持ち梁として解析を実施した。この梁部材の諸元は実在する鋼製ラーメン橋脚の梁部材の1パネルを参考に設定した。

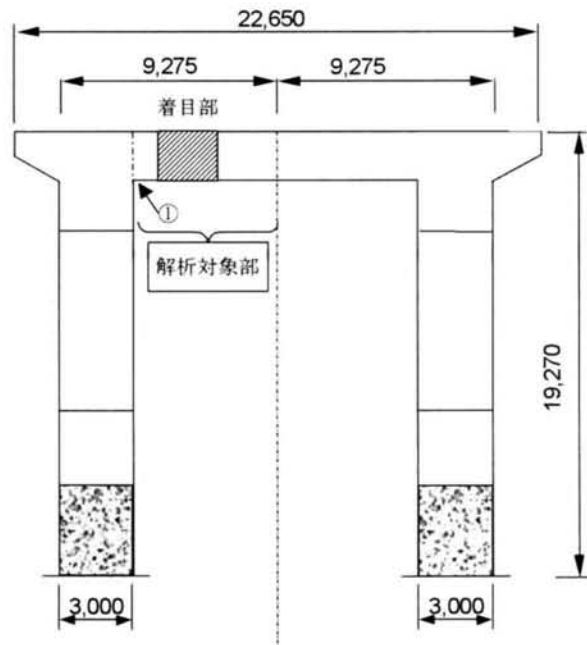
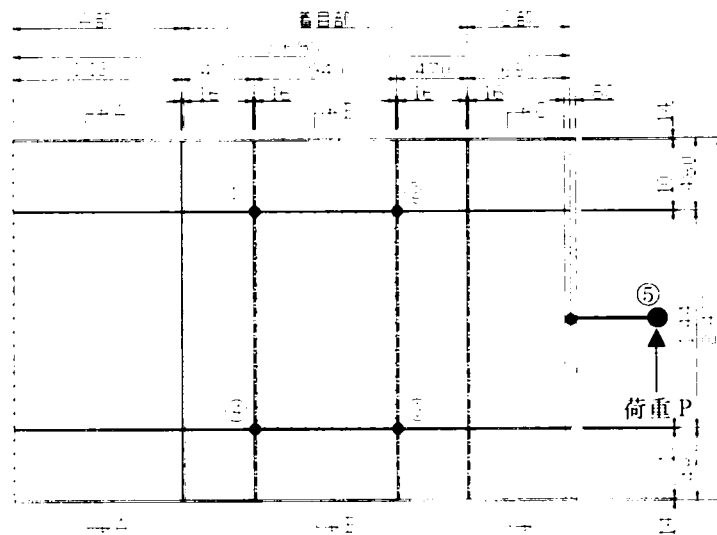


図-5.3.1 鋼製ラーメン橋脚 (寸法:mm)

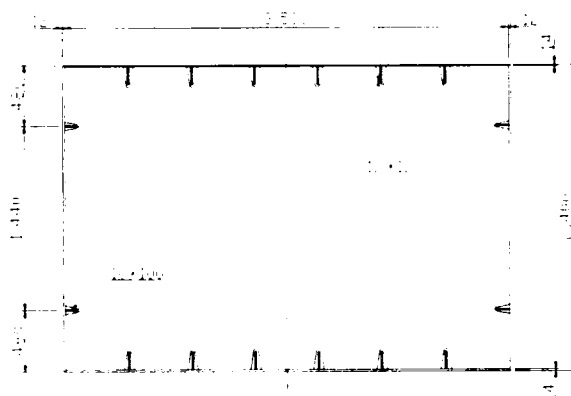
図-5.3.2 には、抽出した梁部材の詳細を示している。図中 A 部、および C 部の板厚は全て 80mm として断面を構成した。これは曲げ、およびせん断座屈が着目部のみに生じるようにするためである。(1)図中の⑤は荷重載荷点を示している。

また、図中の斜線部は本解析における着目せん断パネルである。このパネルを含む断面に作用する曲げモーメントとせん断力との関係を把握するため、⑤の位置に弾性梁要素を設置して梁長を変化させた解析も実施した。荷重載荷方法は単調載荷とし、その載荷増分は弧長増分法を採用した。

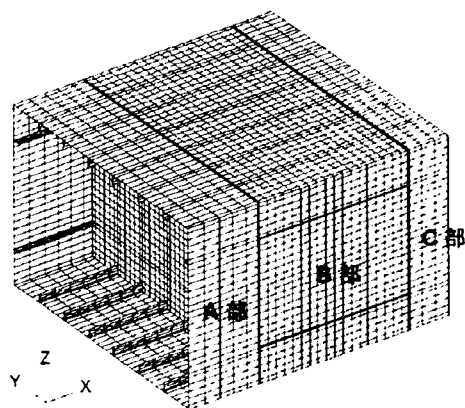
解析に用いた有限要素は 3 次元シェル要素であり、積分点は各要素の中心である。また鋼材の応力-ひずみ関係は、同種鋼材の引張り試験結果を入力し、硬化則は混合硬化則である。なお、梁部材の残留応力、および初期たわみは考慮していない。表-5.3.1 には解析パラメータをまとめて示している。



(1) 側面図



(2) B-B 断面



(3) 有限要素分割

図-5.3.2 対象とした鋼製ラーメン橋脚梁部材と解析モデル (寸法 : mm)

表-5.3.1 解析パラメータ

解析パラメータ	諸 元
降伏点(N/mm ²)	421
梁長 L(m)	3.64,5.00,10.00
ウェブ板厚 t_w (mm)	9,12,14,16,21,28
フランジ板厚 t_f (mm)	14,21,28

5.3.2 梁長と崩壊モードとの関係

図-5.3.3 には、梁長に着目した場合の荷重 P と変位 δ との関係を示している。着目部の断面構成は全て同じであるが、梁長を変化させることにより、着目部に作用する曲げモーメント M とせん断力 V との関係がそれぞれ異なる。図中の一点鎖線は着目部ウェブパネルの降伏せん断力 V_y を示している。

梁長 $L=10\text{m}$ のとき、着目部のフランジに曲げに起因する局部座屈が生じ、急激に耐荷力が減少した。

これに対して梁長 $L=3.68\text{m}$ のとき、すなわちせん断力が卓越する場合は、着目部のウェブパネルにせん断座屈が生じ、微小な耐荷力の低下は見られるが、その後緩やかに回復し、良好な変形性能を有していることがわかる。

梁長 $L=5.0\text{m}$ の場合、 $L=3.68\text{m}$ の場合と比較して、若干、最大耐荷力が小さく、その減少も急激であるが、 $L=10\text{m}$ の場合と比較して、その低下程度は小さく良好な変形性能を有していることがわかる。

以上のことから、明らかになったことを列挙すると次のようになる。

- ① 梁部材の断面構成は同じであっても、梁部材に作用する曲げモーメント M 、およびせん断力 V の比率によって、崩壊モードは異なる。
- ② せん断力が卓越し、ウェブパネルにせん断座屈が生じる崩壊モードのほうが優れた変形性能を有する。

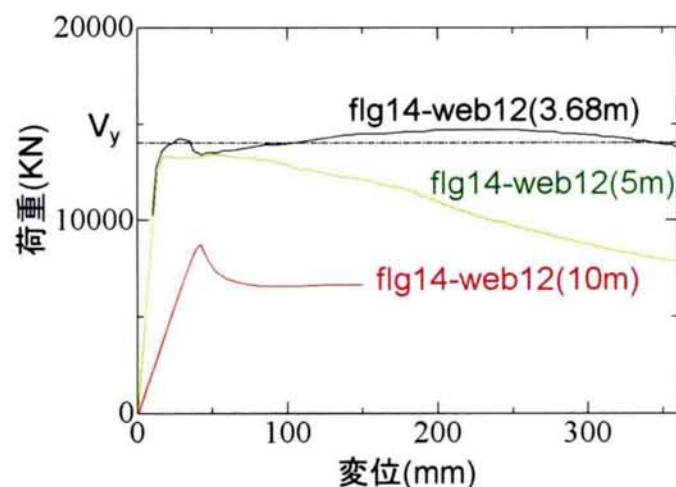


図-5.3.3 荷重と変位との関係（梁長の影響）

5.3.3 フランジ板厚と崩壊モードとの関係

図-5.3.4には梁長 $L=10\text{m}$ の場合で、着目部のフランジ板厚 t_f に着目したときの荷重と変位との関係を示している。図中の赤線はモデル1（フランジ板厚 14mm 、ウェブ板厚 12mm ）を示し、緑線はモデル2（フランジ板厚 21mm 、ウェブ板厚 12mm ）を、そして青線はモデル3（フランジ板厚 28mm 、ウェブ板厚 12mm ）をそれぞれ示している。また、図-5.3.5にはモデル1の応力コンターの変化を示し、図-5.3.6～5.3.7にはモデル2、およびモデル3の応力コンターと変形図を示している。

フランジ板厚が 14mm の場合（モデル1、フランジ板パネルの幅厚比 $R_r=0.85$ ）、圧縮フランジに曲げに起因する局部座屈が生じ、梁部材の耐荷力が急激に下降していることがわかる（図-5.3.4中赤線の15Step～21Step、図-5.3.5(a)、(b)参照）。その後、耐荷力を維持しながら変位は伸長していくが、フランジの座屈に起因する面外変位が増大し断面の形状は大きく崩れている。

フランジ板厚が 21mm の場合（モデル1、フランジ板パネルの幅厚比 $R_r=0.57$ ）、圧縮フランジにおける曲げに起因する局部座屈はある程度抑制され、モデル1と比較して耐荷力は向上しているが最終的には、梁部材の耐荷力の低下は圧縮フランジにおける曲げに起因する局部座屈により生じている（図-5.3.4中の緑線の9Step～15Step）。このことは、図-5.3.6(a)、および(b)に示した応力コンターではウェブパネルにせん断座屈を示す兆候は見られず、図-5.3.6(b)、および(d)に示した変形図では、上フランジに圧縮変形、下フランジに引張り変形が見られ曲げ変形の特徴を有していることからわかる。

これに対して、フランジ板厚が 28mm の場合（フランジ板パネルの幅厚比 $R_r=0.43$ ）は、ウェブパネルのせん断座屈が、曲げ座屈に先行して生じて梁部材の耐荷力を決定している。そして、その後の耐荷力の低下は小さく、安定した耐荷力を維持しながら、変形が伸長していく理想的な変形性能を有していることがわかる。（図-5.3.4中の青線）、図-5.3.7の(a)～(d)に示した応力コンター、および変形図では、ウェブパネルに生じたせん断座屈、およびせん断変形の特徴が明確に現れていることがわかる。

これらのことからフランジ板パネルの幅厚比 R_r を 0.4 程度とすることによって、梁部材の曲げ座屈は効果的に抑制され、崩壊モードをせん断座屈先行型に誘導できることが明らかになった。そして、この場合のせん断座屈先行型の崩壊モードは耐荷力を維持しながら、変形が伸長していく理想的なものであることが明らかになった。

このことは、軸力の影響が少ない梁部材においては、梁断面のフランジパネルの曲げ座屈を抑制して、ウェブパネルのせん断座屈を先行させれば、理想的な変形性能を有する梁断面の構成が可能であることを示している。ただし、本研究における荷重載荷方法は単調載荷であるため、梁のせん断非線形挙動をより正確に評価するためには、荷重載荷方法の影響を今後、詳細に検討する必要がある。

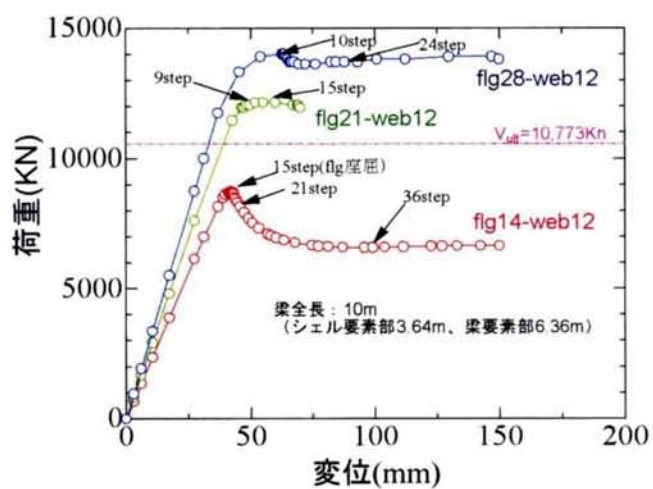


図-5.3.4 荷重と変位との関係 (flg 板厚の影響)

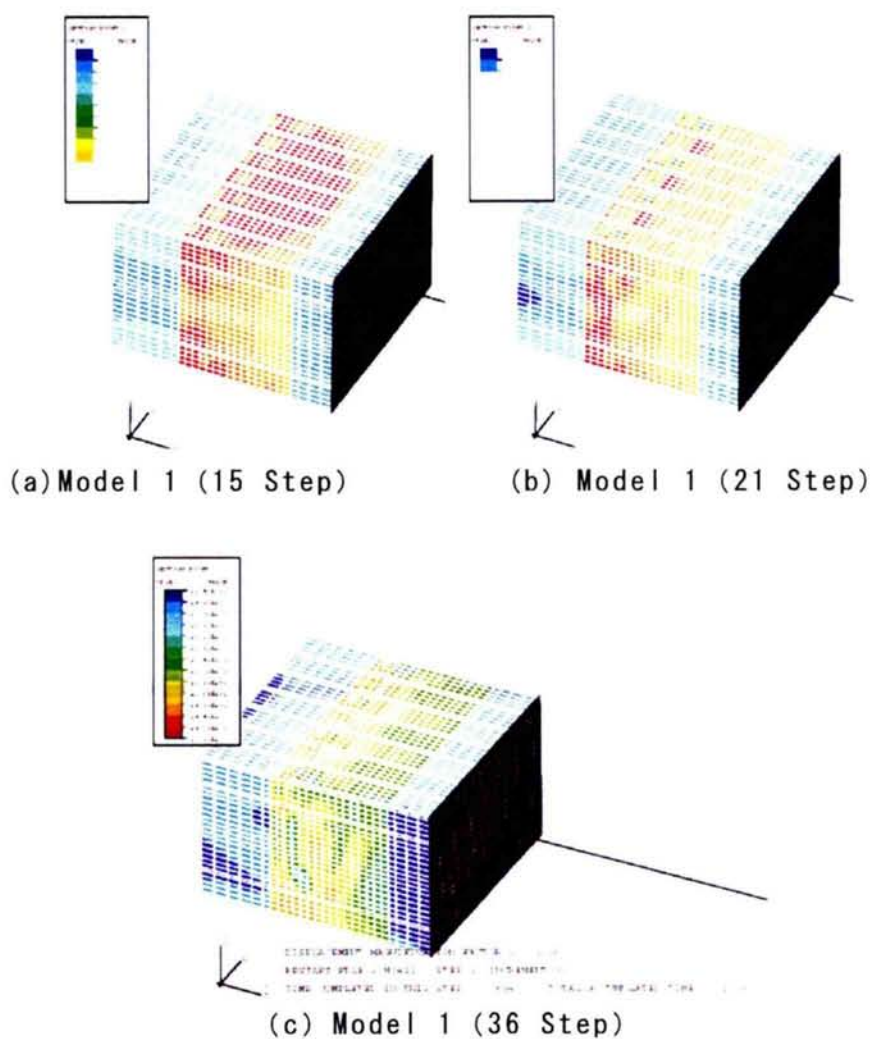
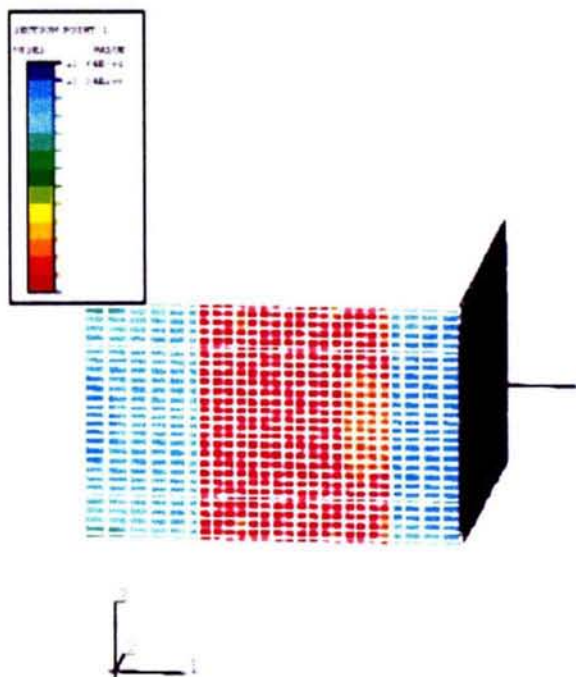
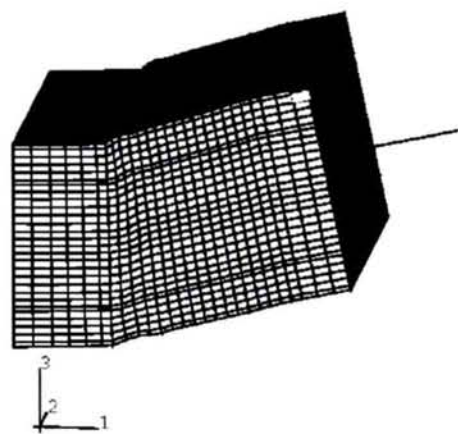


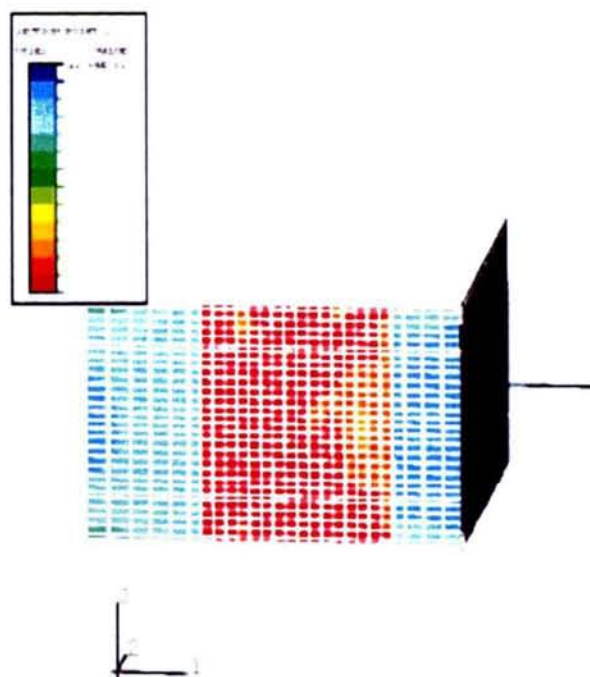
図-5.3.5 Model 1 (fig14-web12) 応力コンター



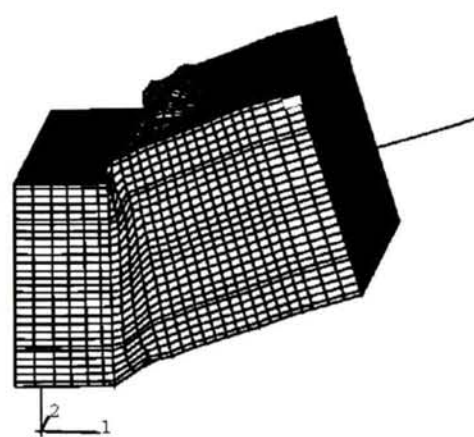
(a) Model 2 (9 Step) の応力コンター



(b) 変形図 (100 倍)

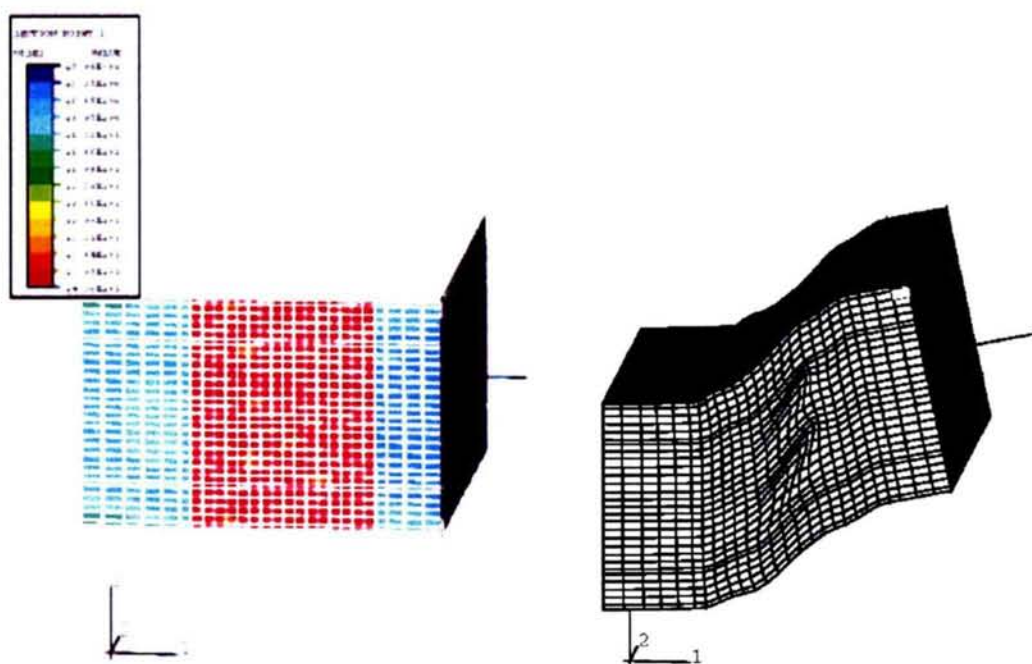


(c) Model 2 (15 Step) 応力コンター

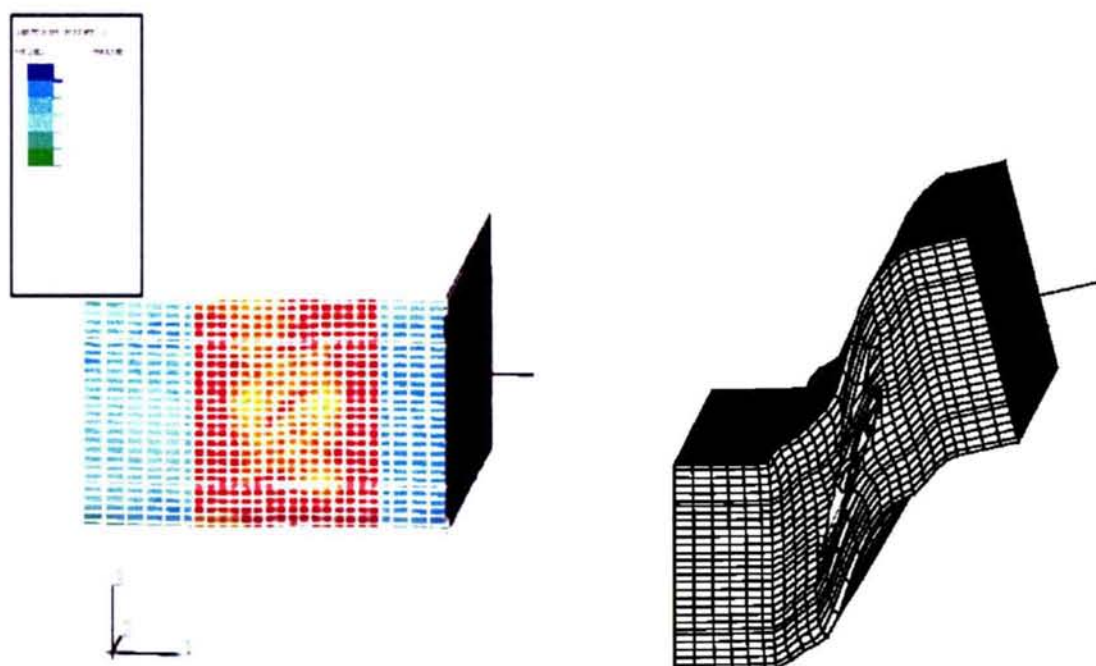


(d) 変形図 (100 倍)

図-5.3.6 Model 2 (fig21-web12) 応力コンターと変形図



(a) Model 3 (10 Step) 応力コンター (b) Model 3 (10 Step) 変形図



(c) Model 3 (24 Step) 応力コンター (d) Model 3 (24 Step) 変形図 (100 倍)

図-5.3.7 Model 3 (fig28-web12) 応力コンターと変形図

5.3.4 セン断耐荷力の算定

図-5.3.8 には解析モデルの梁長 L を 3.63m として、着目パネルに作用するせん断力を卓越させると同時にウェブ板厚 t_w に着目した場合の荷重と変位との関係を示している。なお、着目パネルを含む断面のフランジ板厚 t_f は 28mm として、フランジの局部座屈を抑制した断面構成としている。

図中に示す一点鎖線は式(5.3.1)より求められる各解析モデルのせん断パネルの降伏せん断力 V_y である⁴⁾。

$$V_y = 2t_w B_w \tau_y \quad \text{式(5.3.1)}$$

ここで、 t_w ：ウェブ板厚、 B_w ：ウェブ高さ、
 τ_y ：鋼材の降伏せん断応力をそれぞれ示す。

解析は着目部のウェブ板厚 t_w を 9mm～28mm まで変化させて行った。ただし、一般的な鋼製ラーメン橋脚の梁部ウェブ板厚 t_w は 12mm～14mm 程度のものが採用されることが多い。

全ての解析ケースにおいて、梁部材の耐荷力はウェブパネルのせん断座屈により決定され、せん断座屈発生後の耐荷力の低下はほとんどなく、優れた変形性能を有していることが明らかになった。これは、ウェブパネルにせん断座屈が発生した後、ウェブの面外変位が大きくなり、せん断パネル内に斜引張場が形成されることによって、梁のせん断変形が安定して増大するためと考えられる。ただし、ウェブ板厚 t_w が 9mm の場合は、せん断座屈に起因するウェブパネルの面外変位の増大が他の場合と比較して著しいため、計算が早期に停止した。しかし、最終ステップにおける変位は約 50mm に達しており、変形性能は十分であるといえる。

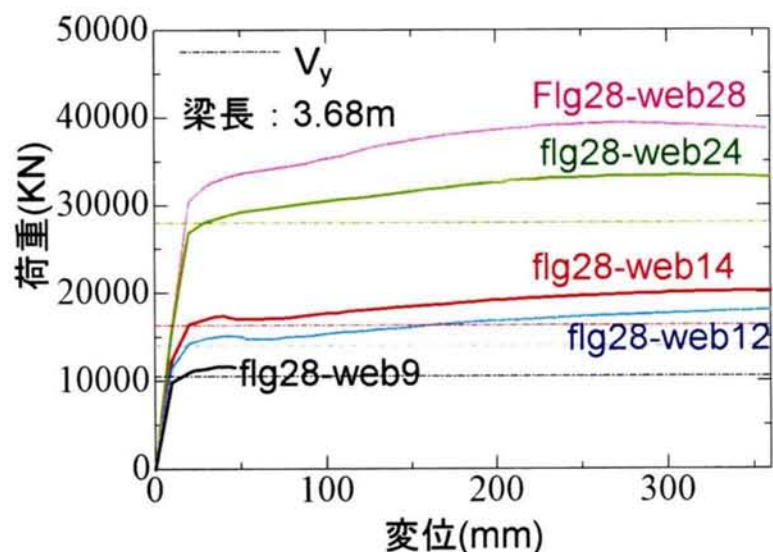


図-5.3.8 荷重と変位との関係（曲げ座屈制御）

また、式(5.3.1)から求めた各解析モデルのウェブパネルの降伏せん断力 V_y は非線形挙動の開始時点において解析結果とほぼ一致することがわかる。特にウェブ板厚 t_w が 14mm 以下の場合は、よく一致している。

このことは、梁部材のせん断座屈に起因する非線形挙動は簡便なバイリニアモデルによりモデル化できることを示している。

軸力比の影響を考慮した鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する解析的研究における成果をまとめると次のようになる。

- (1) 残留応力を考慮した弾塑性有限変位解析は単柱形式の鋼製橋脚の実験値とよく一致する。
- (2) 弾塑性有限変位解析の結果、軸力比が大きくなると鋼製橋脚の耐震性能は低下する。
- (3) 実用的モデルは軸力比が約 30% 以下の条件では $P-\delta$ 効果を考慮することにより、鋼製橋脚が最高耐荷力点に達するまでの挙動をよく近似する。
- (4) H8 と同等の断面構成を有する鋼製橋脚の実用的解析モデルにおける終局ひずみ ε_u は降伏ひずみのおよそ 10 倍であり、軸力比の値に関わらず、ほぼ一定である。

次に鋼製ラーメン橋脚の梁部材を対象とした弾塑性有限変位解析結果より、明らかになったことをまとめると次のようになる。

- (1) 梁部材の断面構成は同じであっても、梁部材に作用する曲げモーメント M 、およびせん断力 V の比率によって、崩壊モードは異なる。
- (2) せん断力が卓越し、ウェブパネルにせん断座屈が生じる崩壊モードのほうが優れた変形性能を有する。
- (3) ウェブパネルにせん断座屈が発生した後、せん断パネル内に斜引張場が形成されることによって、梁のせん断変形が安定して増大する。
- (4) 梁部材のフランジ板厚の幅厚比 R_r を 0.4 程度とすることによって、梁部材の崩壊モードをせん断座屈先行型に誘導でき、理想的な変形性能を有する梁断面の構成が可能である。
- (5) 初等理論から求めた各解析モデルのせん断パネルの降伏せん断力 V_y は非線形挙動の開始時点において弾塑性有限変位解析結果とほぼ一致する。
- (6) 梁部材のフランジの局部座屈を抑制した場合の梁部材のせん断座屈に起因する非線形挙動は簡便なバイリニアモデルによりモデル化できる。
- (7) 今後の課題としては、梁部材のせん断座屈が鋼製ラーメン橋脚全体の変形性能と耐荷力に及ぼす影響の評価と設計思想の確立、梁要素のせん断非線形挙動をモデル化した実用的解析モデルの開発、および実験による検証などが考えられる。

第 5 章 参考文献

- 1) 例えば、陵城成樹、木代穰、小林寛、渡邊英一：箱形断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動と耐震設計法に関する研究、土木学会、構造工学論文集、Vol.45A、pp.1027～1035、1999 年 3 月
- 2) 秦 健作、足立幸郎、陵城成樹、内田 諭渡邊英一：軸力比の影響を考慮した鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する解析的検討、年次学術講演概要集、土木学会、2001 年 9 月
- 3) 渡邊英一、永田和寿、杉浦邦征、水谷治弘、陵城成樹：鋼製ラーメン橋脚のハイブリッド地震応答実験およびその耐震設計法に関する考察、土木学会、第 4 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.299～306、2000 年 12 月
- 4) 森下宣明、前野裕文、岡本隆、中村信秀、青木徹彦、宇佐美勉：鋼製箱形断面はりのせん断耐荷力実験、土木学会、第 4 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、pp.171～176、2002 年 1 月
- 5) 足立幸郎、吉村敏志、陵城成樹、長尾圭介、渡邊英一：鋼製ラーメン橋脚梁部材におけるせん断座屈に関する解析的検討、日本鋼構造協会、鋼構造年次論文報告集、第 10 巻、pp.197～200、2002 年 11 月
- 6) 足立幸郎、吉村敏志、陵城成樹、長尾圭介、渡邊英一：鋼製ラーメン橋脚梁部材のせん断座屈と変形性能に関する解析的検討、第 57 回年次学術講演会概要集、土木学会、2002 年 9 月

第6章 鋼箱形断面ラーメン橋脚の耐震設計に向けて

6.1 概 説

兵庫県南部地震以降、鋼箱形断面ラーメン橋脚（以下単に鋼製ラーメン橋脚という）面内方向の非線形挙動に関する多くの研究が発表されている。特に近年では、耐震解析ツールの高度化に伴い、様々な解析モデルおよび手法が提案されており、構造物の損傷過程まで考慮した複雑な非線形域の数値計算が可能であり、また実験値等と比較しても精度の良い結果を得ることが出来る。しかしながら、そのようなモデルでは、モデル化、および計算に多くの時間を費やすため、設計段階の解析には利用することが難しい。

設計段階の解析では、はり要素を用いた骨組みモデルを用いることがほとんどである。このモデルでは、軸力一定のもとで曲げモーメントー曲率関係をあらかじめ求めておき、曲げ変形のみを考慮して解析を行う方法が一般的であるが、ラーメン橋脚のような軸力変動を伴う場合などの複雑な負荷条件に対しては、適用が困難である。

そこで本章では、鋼製ラーメン橋脚の面内方向の非線形挙動を対象とした。そしてその非線形特性を、部材の曲げモーメントー曲率関係（以下、 $M-\phi$ 関係）に軸力変動を考慮し、水平力ー水平変位関係において、はり要素を用いた骨組みモデルによる解析（以下、実用的解析）の精度向上を図った。また、別途実施された、シェル要素を用いた弾塑性有限変位解析¹⁾（以下、詳細解析）による解析結果と実用的解析による解析結果との比較を行った。

次に、鋼製ラーメン橋脚の梁部材のせん断非線形挙動、および上部工の拘束効果が面内変形性能に与える影響を明らかにするため、既設鋼製橋脚を対象として、弾塑性動的解析により検討を行なった。文献 1) では、梁部フランジの曲げに起因する局部座屈を抑制した場合、梁部ウェブにせん断座屈は生じるが、耐荷力の減少は少なく、優れた変形性能を有することが示されている。本研究では、この研究成果をもとに梁要素にせん断非線形特性を反映した解析モデルを用いて、その影響を解析的に明らかにした。

6.2 既設鋼製ラーメン橋脚の地震時保有水平耐力

6.2.1 解析モデル

本研究においては、鋼製ラーメン橋脚の弾塑性面内挙動の実験に用いられた模型供試体（縮尺 1/17）を対象として解析を実施した。図-6.2.1 に対象とした模型鋼製ラーメン橋脚を示す。図中の①、②、③および④はそれぞれ梁一般部、梁隅角部、柱一般部、および柱隅角部を示している。また、実用的解析モデルにおいては⑤に剛域を設けている。表-6.2.1 に断面諸元²⁾を示す。表中の $I_{面内}$ 、 $I_{面外}$ 、および A は、それぞれ面内方向の断面 2 次モーメント、面外方向の断面 2 次モーメント、および部材断面積を示している。

(1) 実用的解析のモデル

実用的解析では、図-6.2.1 に示す模型鋼製ラーメン橋脚をはり要素でモデル化した。部材の非線形特性は、 $M-\phi$ 関係に軸力変動を考慮することによって表現した。

a) 平面保持の法則に基づいた $M-\phi$ 関係の算出法

図-6.2.2 に、本検討で用いた部材の $M-\phi$ 関係を示す。圧縮軸力が作用した部材の $M-\phi$ 関係は、降伏時、側板引張縁降伏時、および終局時の 3 点を結んだトリリニア型とした。ここで降伏時とは、圧縮側縁端ひずみが降伏ひずみに達した状態、側板引張降伏時 (STATE I) とは、断面が降伏時から終局時に移行するまでに、側板の引張側縁端ひずみが降伏ひずみに達した状態、終局時 (STATE II) とは圧縮側縁端ひずみが終局ひずみに達した状態と定義した³⁾。

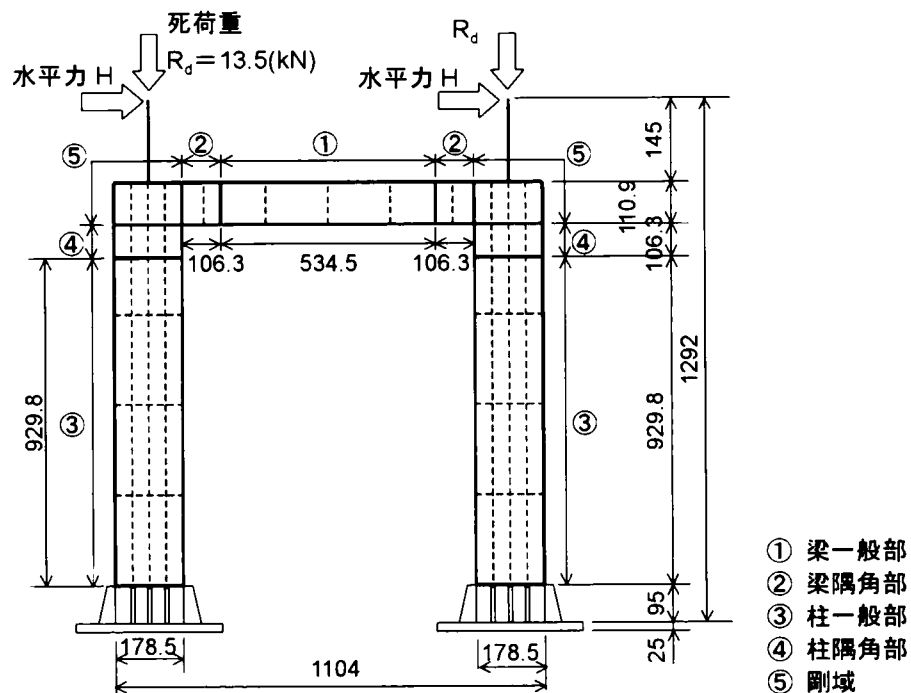


図-6.2.1 対象とした鋼製ラーメン橋脚（寸法：mm）

表-6.2.1 対象とした鋼製ラーメン橋脚の断面諸元

部 材		$I_{\text{面} \times}$ (cm^4)	$I_{\text{面} \circ}$ (cm^4)	A (cm^2)
梁	隅角部	365	940	16
	一般部	256	650	11
柱	隅角部	1.168	1.515	23
	一般部	861	1.116	17

一方、引張軸力が作用した部材の $M-\phi$ 関係は、降伏時、側板圧縮縁降伏時、および終局時の3点を結んだトリリニア型とした。ここで降伏時とは、引張側縁端ひずみが降伏ひずみに達した状態、側板圧縮降伏時(STATE I)とは、断面が降伏時から終局時に移行するまでに、側板の圧縮側縁端ひずみが降伏ひずみに達した状態、終局時(STATE II)とは引張側縁端ひずみが終局ひずみに達した状態と定義した。表-6.2.2 に各状態におけるひずみ分布、および応力分布のイメージを示す。

なお、本検討において、終局ひずみ ϵ_u は、降伏ひずみ ϵ_y の 20 倍とし、また鋼材の降伏後のひずみ硬化は、 $E^*/E=1/150$ とした。

b) $M-N$ 相関曲線の作成、および $M-\phi$ 関係の設定

図-6.2.3 は、a)で示した定義により、任意の軸力のもとで降伏時、STATE I および STATE II の状態における曲げモーメントを算出し、同じ状態の点を結ぶことで作成した、 $M-N$ 相関曲線である。部材の $M-\phi$ 関係の設定においては、まず線形解析を行い、部材に作用する曲げモーメント、および軸力の比（以下、 $M-N$ 比）を算出した。次に図-6.2.3 に示す $M-N$ 相関曲線と $M-N$ 比一定として引いた直線との交点を算出し、各交点における曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係を算出し、図-6.2.2 に示す $M-\phi$ 関係を作成した。軸力変動を考慮した実用的解析は、柱部の非線形特性に、上記の方法で算出した $M-\phi$ 関係を用いることによって行う。

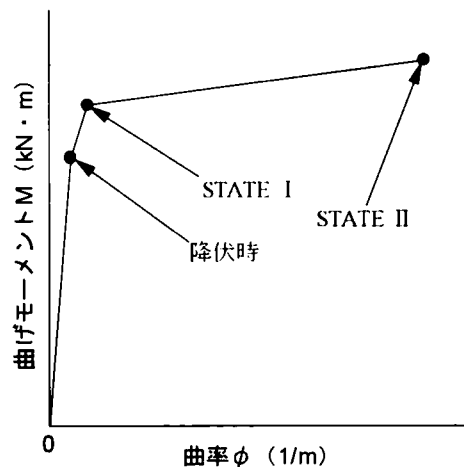

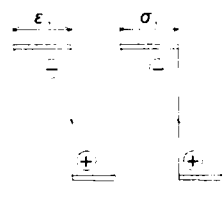

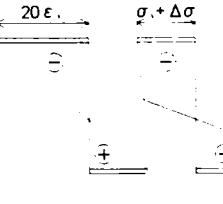


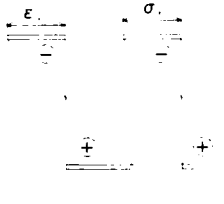
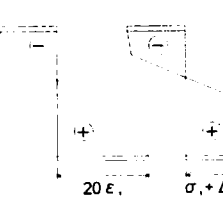


図-6.2.2 鋼製橋脚の $M-\phi$ 関係

表-6.2.2 各状態におけるひずみ分布、および応力分布

部材軸力	応力、およびひずみ分布（引張を正）		
	降伏時	STATE I	STATE II
圧縮軸力が作用 	 応力 ひずみ	 応力 ひずみ	 応力 ひずみ
引張軸力が作用 	 応力 ひずみ	 応力 ひずみ	 応力 ひずみ

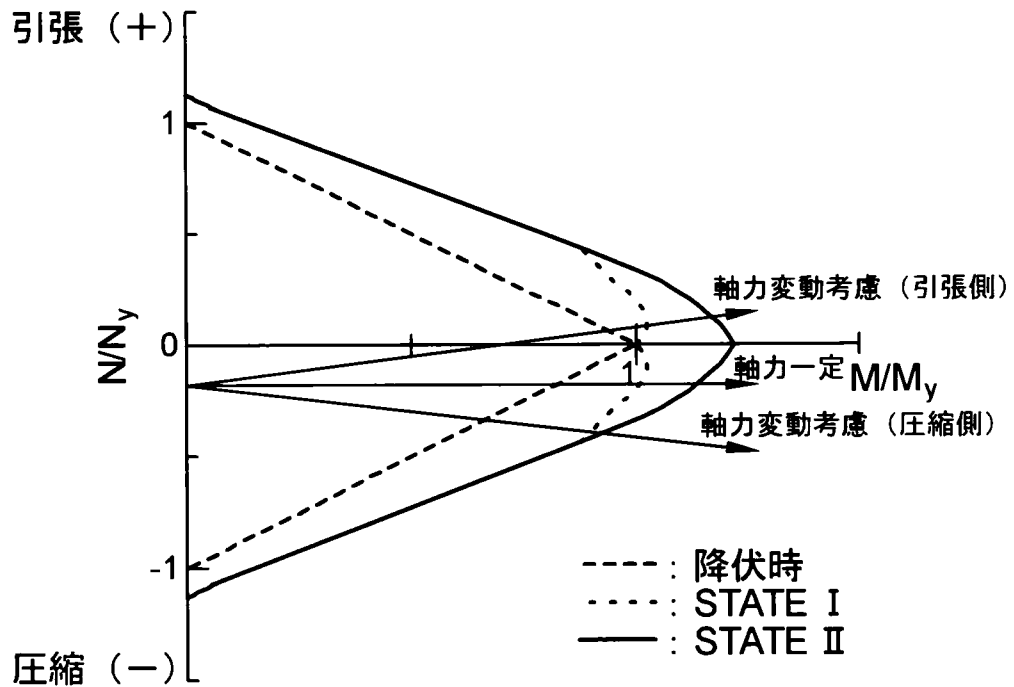


図-6.2.3 鋼製橋脚の M-N 相関曲線

(2) 詳細解析

詳細解析では、図-6.2.1 に示す模型鋼製ラーメン橋脚をシェル要素でモデル化した。要素分割においては、鋼箱型断面、縦補剛材、ダイアフラムの全ての構造部材に対して局部座屈が考慮できるようにした。材料の非線形特性に関しては、von Mises の降伏関数、連合流れ則、および混合硬化則を設定する事により表現した。

6.2.2 解析結果と考察

本検討においては、実用的解析モデルの終局状態を、部材の1断面が終局状態(STATE II)に達した時と設定した。これは、鋼製ラーメン橋脚の部材の1断面が終局状態に達すると、その断面に局部座屈変形が集中し、鋼製ラーメン橋脚の強度と変形性能に大きな上昇が望めないためである。また、詳細解析モデルでは最高耐荷力点を終局状態と定義した。

(1) 解析ケース

本検討で対象とした解析ケースを表-6.2.3 に示す。Case1 では初期軸力一定のもとで $M-\phi$ 関係を求めて解析を行い、Case2 では軸力変動を考慮した $M-\phi$ 関係を用いて解析を行った。また、Case3 では、軸力変動、およびせん断変形を考慮して解析をした。

表-6.2.3 解析ケース

解析ケース	$M-\phi$ 関係の算出方法	せん断変形
Case1	軸力一定として算出	考慮しない
Case2	軸力変動を考慮して算出	考慮しない
Case3	軸力変動を考慮して算出	考慮する

(2) 水平力－水平変位関係

図-6.2.4 に、水平力載荷位置における水平力－水平変位関係を示す。図中の点線、一点鎖線、および破線は、それぞれ Case1、Case2、および Case3 における解析結果を示している。また、実線は詳細解析結果を示している。図中の◆、▲、●は、それぞれ Case1、Case2、Case3 における終局状態を示している。また、■は詳細解析における終局状態を示している。なお、実用的解析との比較に用いた詳細解析結果は、繰返し載荷解析における包絡線とした。これは、地震時の繰返し載荷荷重の影響を考慮したためである。

Case1 と詳細解析とを比較すると、終局状態での水平変位において大きな差が見られた。これは、Case1 では初期軸力一定のもとで部材の $M-\phi$ 関係を設定したため、軸力変動による圧縮側柱基部の耐力低下を表現できず、終局状態の水平変位が大きくなったことが原因と考えられる。また、初期勾配においても大きな差が見られた。

Case2 と詳細解析とを比較すると、終局状態での水平力、および水平変位はほぼ等しくなった。これは、軸力変動を考慮したことにより、圧縮側柱の耐力

低下を表現したためである。しかし、Case1と同様に初期勾配において大きな差が見られた。これは、実用的解析モデルにおいてせん断変形を考慮していないことが原因と考えられる。

Case3と詳細解析とを比較すると、両解析結果はほぼ一致することが明らかとなった。初期勾配に若干の差が見られるが、これは詳細解析では初期不整（残留応力、初期たわみ）を考慮していることが原因と考えられる。

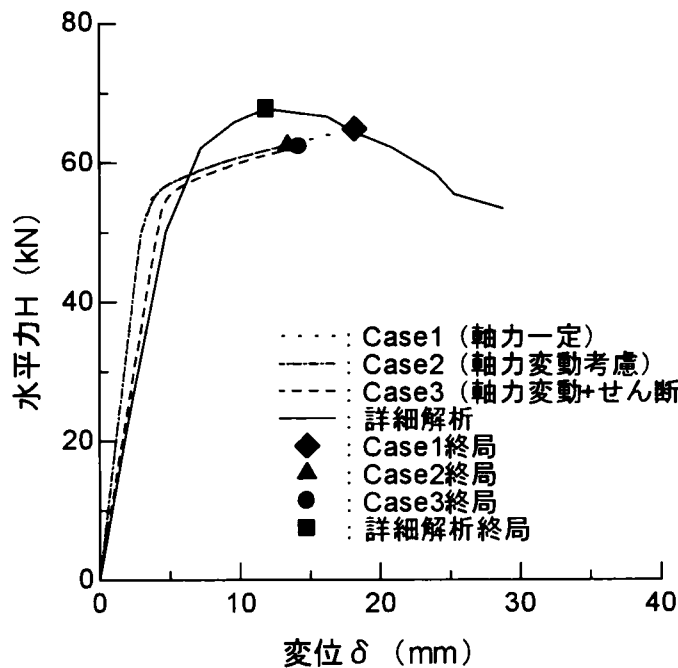


図-6.2.4 水平荷重－水平変位関係

以上より、実用的解析において軸力変動、およびせん断変形を考慮すると、詳細解析における終局状態を、算出できることが示された。

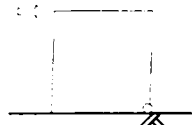
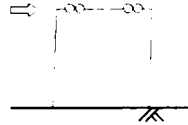
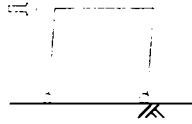
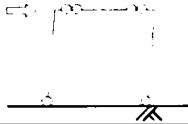
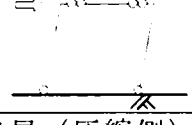
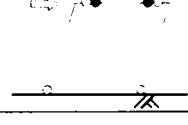
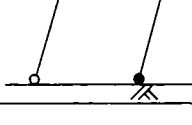
(3) 鋼製ラーメン橋脚の損傷イベント

表-6.2.4は実用的解析における解析モデルの損傷イベントを図化し、表にまとめたものである。また、図-6.2.5には、水平力と変位との関係におけるCase1とCase3のそれぞれの損傷イベントを比較して示している。

Case3における損傷イベントは、①柱基部の圧縮側が降伏し、②柱基部の引張側が降伏し、③梁の隅角部、および一般部が降伏し、④柱基部の圧縮側が終局に達している。これは、詳細解析における損傷イベントと同様の結果となった。また、Case2における損傷イベントも、詳細解析における損傷イベントと同様であった。なお、Case1における損傷イベントは、詳細解析における損傷イベントと一致しない。

したがって、軸力変動を考慮した実用的解析（Case2、Case3）における損傷イベントは、詳細解析における損傷イベントと同様の結果となることが明らかとなった。

表-6.2.4 実用的解析における損傷イベント

軸力変動考慮 (Case2、Case3)	軸力一定 (Case1)
①柱基部降伏 (圧縮側) 	①梁降伏 (隅角部、一般部) 
②柱基部降伏 (引張側) 	②柱基部降伏 (圧縮側、引張側) 
③梁降伏 (隅角部、一般部) 	③梁終局 (一般部) 
④柱基部終局 (圧縮側) 	図中の○は降伏を、●は終局を示す。

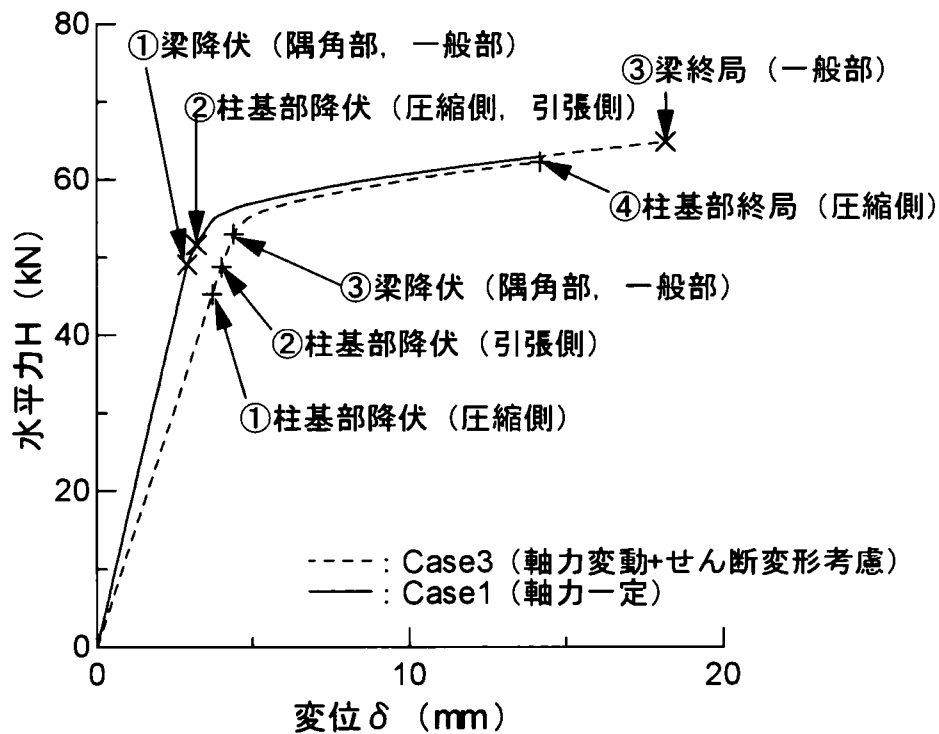
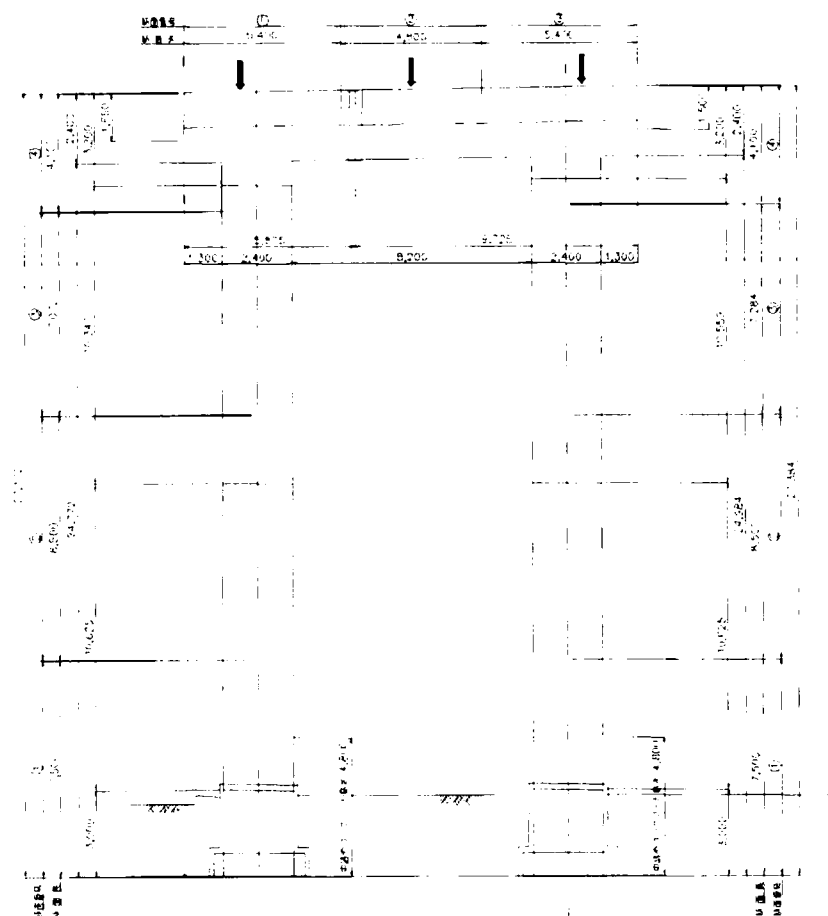


図-6.2.5 損傷イベントの比較 (Case1、Case2)

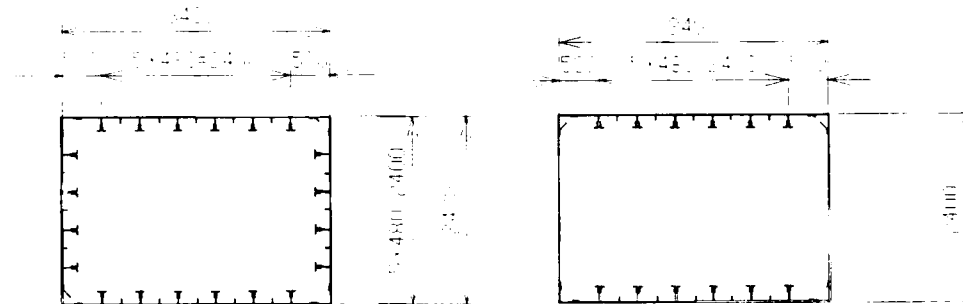
6.3 梁部せん断非線形特性と吸収エネルギー量

6.3.1 鋼製ラーメン橋脚

図-6.3.1には、解析対象とした鋼製ラーメン橋脚の一般図を示している。対象とした鋼製ラーメン橋脚は梁長と比較して、柱高が高い橋脚である。本研究においては補剛板の局部座屈を抑制し、所定の変形性能を確保するため、既存断面の補強を前提としている（図-6.3.1(2)、(3)）。また、図-6.3.1 中の下向きの矢印は支承位置を示しており、この位置において上部工の拘束効果を解析モデルに反映した。



(1) 横断面図



(2) 柱断面図

(3) 梁断面図

図-6.3.1 対象とした鋼製ラーメン橋脚（寸法：mm）

6.3.2 解析モデル

本研究では、梁部のせん断非線形特性²⁾と柱部の軸力変動を考慮した曲げ非線形特性³⁾を考慮した骨組解析モデルを用いた。曲げ非線形特性については、6.2.1と同様にして考慮した(図-6.2.2、表-6.2.2、および図-6.2.3参照)。

また、梁部に用いたせん断非線形特性($V-\gamma$ 関係)を図-6.3.2に示す。せん断非線形特性は、 V_y を非線形挙動の開始点としたバイリニアモデルでモデル化した。ここで、図中の V_y ⁴⁾は、式(6.3.1)により算出した降伏せん断力である。

$$V_y = 2t_w B_w \tau_y \quad \text{式(6.3.1)}$$

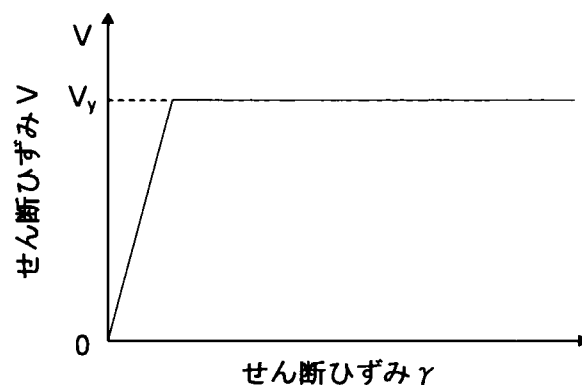


図-6.3.2 梁部せん断非線形特性

6.3.3 弾塑性静的解析結果と考察

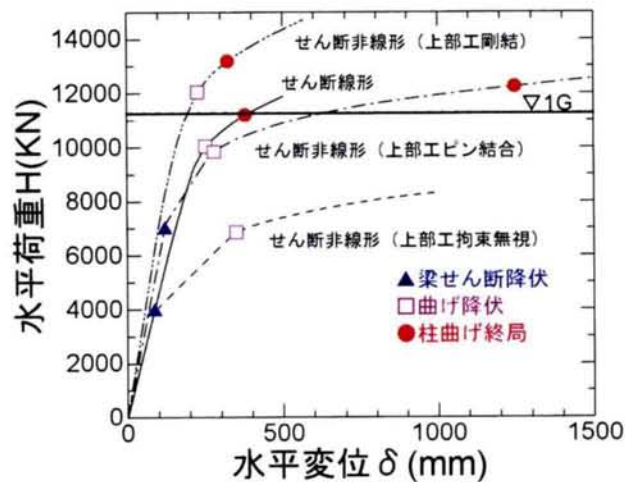
鋼製ラーメン橋脚の面内方向の挙動を把握するために、弾塑性静的解析を実施した。載荷方法は単調載荷とした。図-6.3.5に各橋脚の荷重載荷点における水平力-水平変位関係、および橋脚の損傷部位を示す。

対象橋脚については、せん断非線形性を考慮した場合、せん断非線形性を考慮しなかった場合と比べて、最高耐荷力が小さくなり、変形量が大きくなっている。これは、梁部のせん断非線形性を考慮したことにより、梁部のせん断変形が卓越し、柱部に発生する曲げモーメントが増加しないために、橋脚面内方向の耐荷力が低減したものと考えられる。

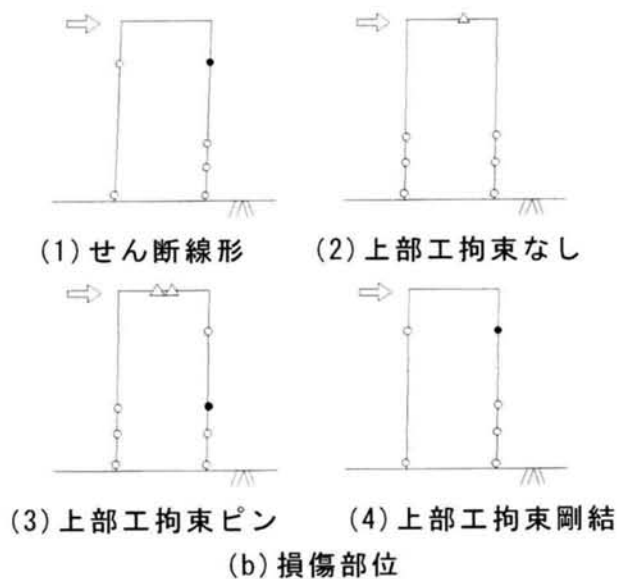
また、上部工の拘束効果の有無に着目すると、上部工による拘束効果をピン結合により考慮したケースでは、梁部でせん断降伏しており、変形量が大きくなっている。そして、上部工と剛結合したケースでは、梁部で降伏に達しておらず最高耐荷力は大きくなっており、終局変位が小さくなっている。これは上部工が梁部を拘束することによって、ラーメン橋脚全体の耐荷力が大きくなったためであると考えられる。

また、各検討ケースについて損傷部位を比較すると、梁部せん断非線形性の考慮の有無、ならびに上部工拘束効果の考慮の有無により、損傷部位が大きく異なることが明らかとなった。

よって、鋼製ラーメン橋脚の面内方向解析を行う際には、梁部のせん断非線形性を考慮するとともに、上部工の支承を介して橋脚に及ぼす影響を、適切にモデル化する必要があると考えられる。



(a) 水平力－水平変位関係



(b) 損傷部位

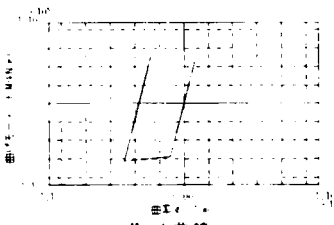
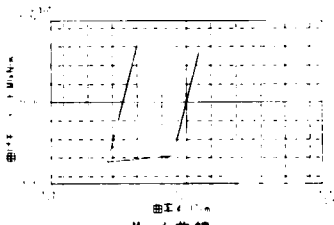
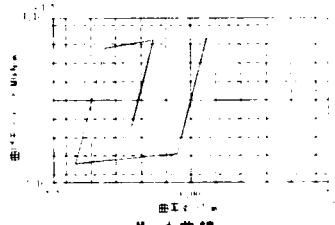
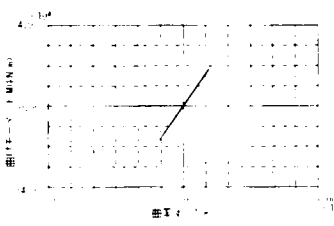
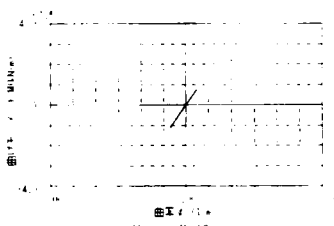
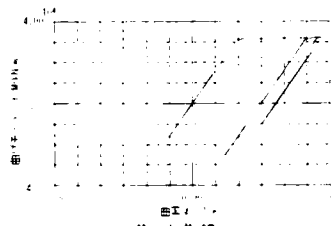
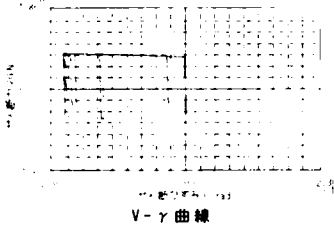
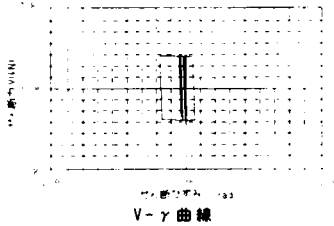
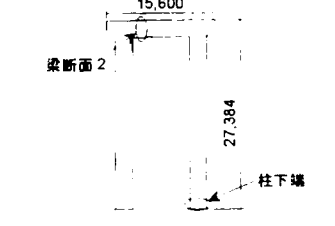
図-6.3.3 対象橋脚静的解析結果

6.3.4 弾塑性動的解析結果と考察

表-6.3.1 には弾塑性動的解析結果を示している。表中の上段は柱部下端の曲げモーメントと曲率との関係 ($M-\phi$ 関係) を示し、下段は梁部の $M-\phi$ 関係、およびせん断力 V とせん断ひずみ γ との関係 ($V-\gamma$ 関係) を示している。また、梁部のせん断非線形を考慮し、上部工拘束を無視した場合を Case 1 とし、梁部せん断非線形、および上部工拘束を考慮した (ピン結合) 場合を Case 2 としている。そして、梁部せん断非線形を考慮せず、上部工の拘束を無視した

場合を Case3 としている。Case1 と Case3 とを比較した場合、梁部のせん断非線形を考慮することによって、梁部の曲げモーメントの発生状況に差異が見られる。また、Case1 と Case2 とを比較した場合、Case2 では、上部工が梁の変形を拘束して梁部の非線形挙動を抑制していることがわかる。

表-6.3.1 弾塑性動的解析結果

	せん断非線形考慮		せん断非線形考慮せず
	Case1 上部工拘束無視	Case2 上部工拘束考慮	Case3 上部工拘束無視
柱（コンクリート 充填部下端）	 M-φ 曲線	 M-φ 曲線	 M-φ 曲線
梁（一般部断面2）	 M-φ 曲線	 M-φ 曲線	 M-φ 曲線
	 V-γ 曲線	 V-γ 曲線	 V-γ 曲線

次に地震時の各部材でのエネルギー吸収量を比較するため、対象鋼製ラーメン橋脚、各部材ごとの累積吸収エネルギー量を算出した。各断面に生じるひずみエネルギーは、図-6.3.4 に示すように履歴曲線の積分値とし、累積ひずみエネルギー量は、各要素が塑性領域に入ることによって吸収されるエネルギーの総和とした。

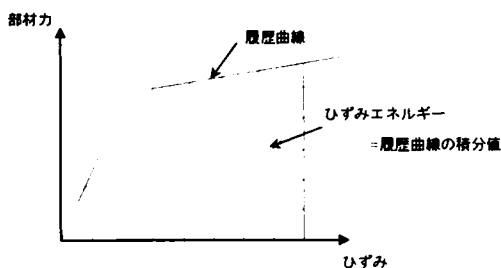


図-6.3.4 ひずみエネルギーの算出

図-6.3.5～6.3.7には対象橋脚の動的応答解析における累積吸収ひずみエネルギー量を示している。図-6.3.5は梁部のせん断非線形を考慮し、上部工拘束を無視した場合（Case1）の累積吸収ひずみエネルギー量の時刻歴であり、図-6.3.6は梁部せん断非線形、および上部工拘束を考慮した場合の（ピン結合、Case2）累積吸収ひずみエネルギー量の時刻歴である。そして、図-6.3.7は梁部せん断非線形を考慮せず、上部工の拘束を無視した場合（Case3）の累積吸収ひずみエネルギー量の時刻歴を示している。

Case1とCase3とを比較した場合、梁部のせん断非線形を考慮することによって、梁部での累積吸収エネルギー量が増大し、橋脚全体としての累積吸収エネルギーも増大していることがわかる。これに対してせん断非線形性を考慮しない場合、梁部での累積吸収エネルギー量は、ほとんどなく橋脚全体の累積吸収エネルギー量も梁部のせん断非線形を考慮する場合と比較して小さいことがわかる。このことは梁部の非線形性を利用することによって鋼製ラーメン橋脚の変形性能は向上し、より合理的な耐震設計が可能となることを示している。

つぎに上部工の拘束効果の有無について比較すると、上部工の拘束を考慮したほうが、考慮しなかった場合と比べ、累積吸収ひずみエネルギー量が小さくなっていることがわかる。これは、上部工の拘束が梁の変形を拘束したためと考えられる。

図-6.3.8には、動的解析結果から得られた累積吸収ひずみエネルギーの総計の時刻歴を示している。梁部せん断非線形を考慮した場合（Case1、Case2）、と考慮しない場合（Case3）と比較すると、梁部せん断非線形を考慮した場合、累積吸収ひずみエネルギーは大きくなることがわかる。また、Case1の場合が最も大きな累積吸収ひずみエネルギー量を示しているが、上部工の拘束を考慮した場合（Case2）、その値は小さくなっている。

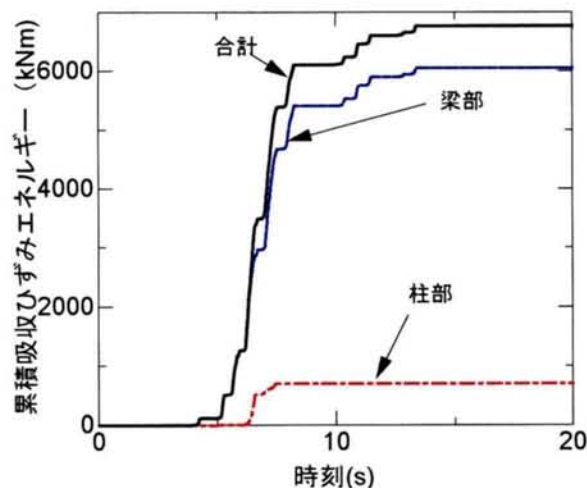


図-6.3.5 CASE1（せん断非線形考慮、上部工拘束効果なし）

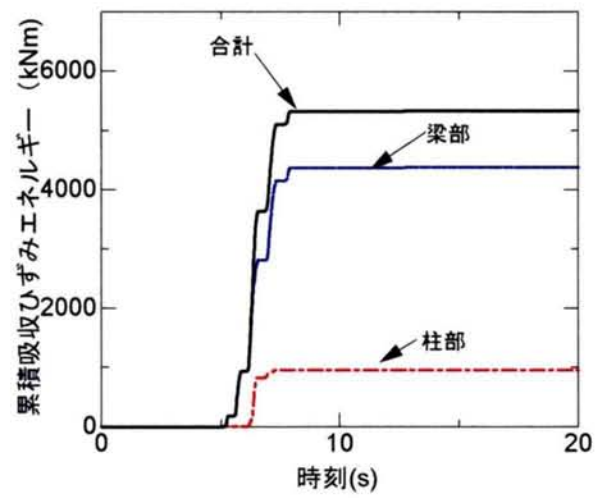


図-6.3.6 CASE2(せん断非線形考慮、上部工拘束効果あり)

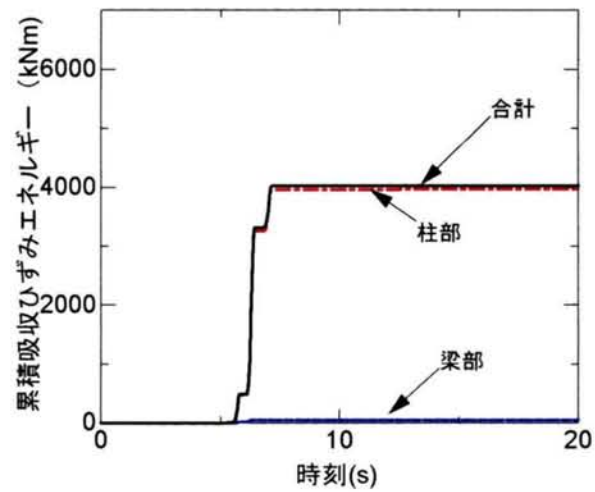


図-6.3.7 CASE3(せん断非線形考慮せず、上部工拘束効果なし)

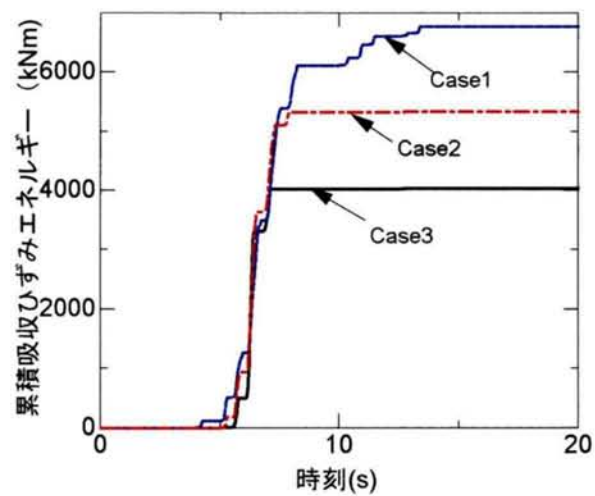


図-6.3.8 累積吸収ひずみエネルギー量の比較

既設鋼製ラーメン橋脚の梁部せん断非線形特性と吸収エネルギー量に関する研究により、以下に示す知見が得られた。

- (1)軸力変動、およびせん断変形を考慮した実用的解析は、水平力載荷位置における水平力ー水平変位関係において、詳細解析をほぼ近似できる。
- (2)軸力変動を考慮した実用的解析における損傷イベントは、詳細解析における損傷イベントと同様の結果となる。
- (3)鋼製ラーメン橋脚の耐震設計を実施する場合には、特に塑性化する部位とその程度を正確に評価する必要がある。そのためには、柱部材の軸力変動、およびせん断変形を考慮できる設計モデルを採用することが必要である。

次に鋼製ラーメン橋脚の弾塑性動的解析結果より、明らかになったことを以下にまとめる。

- (1)梁部のせん断非線形を考慮した場合、考慮しない場合と比較して、鋼製ラーメン橋脚全体の耐荷力、および塑性化メカニズムが異なる。
- (2)上部工の拘束効果が鋼製ラーメン橋脚の動的非線形挙動に与える影響は大きい。鋼製ラーメン橋脚の耐震設計においては、上部工を支持する支承構造の特性を十分に考慮し、適切な設計モデルを採用する必要がある。
- (3)鋼製ラーメン橋脚の地震時の耐震設計を行う場合は、梁部材のせん断非線形性を考慮して行う必要がある。
- (4)鋼製ラーメン橋脚の梁部材のせん断非線形性に起因する累積吸収エネルギーは大きい。このことを利用すれば、耐震性能が高く、比較的柔構造の鋼製ラーメン橋脚の設計施工が可能となり、基礎構造に与える負担を軽減できる。

第 6 章 参考文献

- 1) 渡邊英一、杉浦邦征、永田和寿、古池正宏、徳林宗孝、陵城成樹：鋼製ラーメン橋脚の弾塑性面内挙動に関する実験的研究、第 3 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、土木学会、pp.195～200、1999 年 12 月
- 2) 渡邊英一、水谷治弘、陵城成樹：鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験的研究、第 23 回日本道路会議一般論文集(B)、日本道路協会、pp.406～407、1999 年 11 月
- 3) 秦健作、内田諭、長尾圭介、永田和寿、渡邊英一：鋼製ラーメン橋脚における地震時面内方向非線形挙動に関する解析的検討、第 26 回 地震工学研究発表会講演論文集、土木学会、pp.1229～1232、2001 年 8 月
- 4) Y.Adachi, S.Yoshihara, S.Uchida, S.Okashiro, E.Watanabe, K.Nagata : Seismic Design of a Rigid Framed Bridge Pier. The 14th KKNN Symposium on Civil Engineering. Kyoto, Japan、pp.159～164、2001 年 11 月
- 5) 秦健作、足立幸郎、吉村敏志、陵城成樹、内田諭、永田和寿、渡邊英一：既設鋼製ラーメン橋脚の地震時保有水平耐力に関する解析的検討、第 4 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、土木学会、pp.217～222、2002 年 1 月
- 6) 武居正樹、渡邊英一、杉浦邦征、永田和寿、足立幸郎、陵城成樹：鋼製ラーメン橋脚の崩壊過程に関する研究、第 4 回 鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、土木学会、pp.145～152、2002 年 1 月
- 7) 鈴木英之、陵城成樹、内田諭：鋼製ラーメン橋脚梁部における面内方向の力学的基本特性と骨組モデルの適用性検討、地震工学委員会「第 6 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム」講演論文集、土木学会、pp.201～206、2002 年 4 月
- 8) 金治英貞、鈴木英之、長尾圭介、内田諭、陵城成樹：鋼製ラーメン橋脚の梁部せん断非線形特性と吸収エネルギー量に関する解析的研究、第 58 回年次学術講演会概要集、土木学会、2003 年 9 月
- 9) 鈴木英之、長沼敏彦、金治英貞、陵城成樹、長尾圭介：梁部の変形に着目した鋼製ラーメン橋脚面内方向挙動の解析的検討、第 7 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム」講演論文集、土木学会、pp.191～196、2004 年 1 月

第 7 章 結 論

本研究は「兵庫県南部地震」における鋼製橋脚の被災例を教訓として、より合理的で安全性の高い鋼製橋脚耐震設計法の確立のために行ったものである。特に、鋼製橋脚の終局状態の合理的な設定と梁要素を用いた実用的モデル（設計モデル）の提案とその適用性を明らかにし、鋼製橋脚の耐震設計法の骨格を提案・構築することを目的としている。

道路橋示方書は平成 14 年 3 月に改訂され、これまでの詳細規定型の設計法から性能照査型設計法への移行傾向が強く打ち出されており、次回の改訂では性能照査型設計法への移行が本格化することが予定されている。

現在の道路橋示方書・耐震設計編 V における鋼製橋脚のレベル 2 地震動に対する耐震設計法はこれまでの 1 自由度系の単純なモデルによる弾塑性動的応答解析による照査法にかえて梁要素の $M-\phi$ 関係にもとづく多自由度系モデルによる弾塑性動的応答解析による照査法を推奨している。

しかし、この照査法も単柱式の鋼製橋脚には適用できるが以下に列挙する問題点がある。

- ①軸力比と終局状態の関係が明確ではない。
- ②軸力変動のある鋼製ラーメン橋脚の面内方向の耐震照査法が規定されていない。
- ③鋼製ラーメン橋脚梁部材のせん断非線形挙動に対する規定がない。

また、将来導入されるであろう性能照査型設計法では、従来の規定準拠型設計法と異なり、設計技術者の裁量がこれまでより広がるとされている。すなわち、要求性能を持たすのであれば、構造や材料、および設計法は設計技術者が自由に選定できることになる。この性能照査型設計法のもとで鋼製橋脚の耐震設計をおこなう場合、最も問題となるのは、その終局状態と構造物の耐震性能をいかに合理的に説明できるかということになる。このためには、設計対象である鋼製橋脚を適切な縮尺で実験供試体を製作し、その性能試験をおこなう方法があるが、コストと汎用性において現実的ではない。また、鋼製橋脚を 3 次元シェル要素等で詳細にモデル化し、弾塑性有限変位解析により耐震性能を照査する方法もあるが、動的応答を求めるためには、現状では膨大な計算時間を要し、梁要素による弾塑性動的応答解析と比較して膨大なコストがかかる。

そこで、本論文では鋼製橋脚の大型実験にもとづいて、その終局状態を提案し、梁要素の $M-\phi$ 関係による実用的解析モデルを提案した。

そして 3 次元シェル要素による弾塑性有限変位解析により、軸力変動が鋼製橋脚の終局状態に及ぼす影響を明らかにし、さらに鋼製ラーメン橋脚の梁部材のせん断非線形挙動特性を実用的解析モデル中に反映し、その適用性と有効性を明らかにした。

第1章は序論であり、本研究の背景と目的、関連分野の現状と問題点、および本論文の構成の概要を説明した。

第2章では、鋼箱形断面橋脚の水平荷重と水平変位との関係における解析精度を向上させるため、鋼材のひずみ硬化を考慮できる実用的解析モデルを提案した。この解析結果と実験結果とを比較して鋼材のひずみ硬化が、鋼箱形断面橋脚の変形性能に与える影響を解析的に明らかにしている。この結果、鋼箱形断面橋脚の終局状態(最高耐荷力点)における水平荷重と水平変位との関係は、終局圧縮ひずみ ϵ_u を定義し、鋼材のひずみ硬化を考慮することにより、精度良く求められることが明らかになった。次に鋼箱形断面橋脚の試設計を行い、軸力比 σ_c/σ_y をパラメータとしたパラメトリック解析を実施し、鋼箱形断面橋脚の終局曲げモーメントと終局曲率の実用的推定法を提案した。本章で得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 供試体 H1～H3 の全てにおいて、圧縮応力状態にあるフランジパネルが、ほぼ全断面降伏し、最高耐荷力点に至るまで座屈は発生しなかった。
- (2) 供試体基部、または中埋めコンクリート上部の座屈は塑性座屈であり、この座屈に起因して最高耐荷力が決定され、その後、耐荷力の低下が生じた。
- (3) 座屈モードはダイアフラム位置を節とする補剛板パネル全体の座屈モードであり、基部の圧縮応力状態にある補剛板パネル(供試体 H1、H2)または中埋めコンクリートの上部の補剛板パネル(供試体 H3)に発生した。
- (4) 最高耐荷力点における供試体の高さ方向のコーナー部(ウェブ縁端)の圧縮ひずみ分布より、供試体 H1、H2(鋼単独断面)の塑性化している領域は、全高の約15%である。また最下端断面の終局時の圧縮ひずみはおおよそ $8\epsilon_y \sim 13\epsilon_y$ に達している。
- (5) 供試体 H1 と供試体 H2 の実験結果の比較から、鋼箱型断面橋脚の最高耐荷力点以降の非線形挙動は荷重載荷方法の影響を大きく受け、基部補剛板の局部座屈に起因する面外変位の増大に応じて急激に耐荷力は低下する。
- (6) 中埋めコンクリートを打設した供試体 H3 が、終局水平荷重および終局水平変位ともに最も大きく、耐力の低下の度合いも緩やかである。これは中埋めコンクリートが、基部の座屈による面外変位を拘束すると同時に基部の塑性化領域を拡大させるためと考えられる。
- (7) 重補剛断面を有する供試体 H4 では、補剛材剛比および幅厚比パラメータの制限により、フランジがひずみ硬化領域に達しても局部座屈が発生せず耐荷力、および変形性能が基本モデルと比較して大きく向上した。
- (8) 供試体 H4 は、基部コーナー部に生じた微小なクラックが載荷サイクル $3\delta_y$ のときに進展し、最終的には脆性的な崩壊モードとなった。
- (9) 局部座屈を抑制するために採用した重補剛断面を有する鋼製橋脚の場合、

繰返し回数と、応答変位振幅等の地震荷重の特性によっては、低サイクル疲労が先行し、脆性的な破壊性状を示す可能性がある。

- (10)改良モデル（供試体 H5～H8）の耐荷力の低下は基本モデル（供試体 H1～H2）と同様に基部の補剛板の局部座屈に起因して発生した。
- (11)改良モデルにおいて設定した座屈設計パラメータに対する制限値は、鋼箱形断面橋脚の吸収エネルギー量を大きく向上させ、耐震性能の向上に有効である。特に縦補剛材剛比 γ/γ^* を 3.0 に設定することで、基本モデル供試体 H2 と比較して、耐荷力、および変形性能の向上が確認できた。ただし、縦補剛材剛比 γ/γ^* を 3.0 に設定するためには、縦補剛材の寸法の高さを大きくすることやダイアフラム、および横補剛材間隔を小さくする必要がある場合があり、鋼製橋脚の製作性を損なう場合があるので注意が必要である。
- (12)縦補剛材剛比 γ/γ^* を 1.0 程度に低減しても、基本モデル供試体 H2 と比較して、大きな耐荷力、および変形性能の向上が確認できた。縦補剛材剛比 γ/γ^* は鋼箱型断面橋脚の製作性に与える影響が大きいため、設計対象である鋼箱形断面橋脚に要求される耐震性能や施工性、建築限界等の諸条件を十分考慮して適切な値を設定することが必要である。
- (13)供試体 H6 と H7 の実験結果の比較から最高耐荷力点に達するまでは、エネルギー吸収量に差異はなく、荷重載荷方法すなわち同一載荷サイクルにおける繰返し回数の影響は少ない。しかし、最高耐荷力点以降の領域、すなわち局部座屈発生後の領域においては、荷重載荷方法の影響が大きく、不安定な挙動を示す。よって鋼箱形断面橋脚の最高耐荷力点を終局状態とすることが、妥当であると考えられる。
- (14)供試体 H6～H8 の実験結果と解析結果との比較より、最高耐荷力点において、鋼材の 2 次勾配比を $E^*/E=1/150\sim 1/200$ の範囲に設定したとき、最下端断面の圧縮ひずみ ε_u は $10\varepsilon_Y$ ($\gamma/\gamma^*=1.0$ のとき) $\sim 20\varepsilon_Y$ ($\gamma/\gamma^*=3.0$ のとき) に達しており、解析値は実験値をよく近似している。
- (15)座屈パラメータに対する制限値を満足する鋼箱形断面橋脚の終局曲率 ϕ_u^* 、および終局曲げモーメント M_u^* と軸力比 σ_c/σ_Y との関係は、断面寸法によらず線形関係があることが明らかとなった。
- (16)座屈パラメータに対する制限値を満足する鋼箱形断面橋脚の曲率変形性能 ϕ_u^*/ϕ_Y と圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ との関係は、線形関係を示す。また、断面の大きさによる影響は無く、軸力比 σ_c/σ_Y が増加すると、曲率変形性能 ϕ_u^*/ϕ_Y が低下することが明らかとなった。
- (17)曲げモーメント比 M_u^*/M_{Y0} と圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ との関係は圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ の範囲に応じて、一義的にモデル化できる。
- (18)鋼箱形断面橋脚の終局状態を最高耐荷力点とした場合、縁端圧縮ひずみ ε_u^* の値を決定することにより、曲率 ϕ_u^* 、および曲げモーメント M_u^* は簡易的に求められる。
- (19)提案した推定方法を用いれば、断面分割法を用いることなく鋼製橋脚（片

持ち梁)の弾塑性挙動、すなわち曲げモーメントと曲率との関係は比較的簡単に求められ、鋼製橋脚の弾塑性挙動を考慮した耐震設計に係る労力を大きく低減できる。

第3章では鋼円形断面橋脚の変形性能を向上させるためには箱形断面の場合と同様に、まず局部座屈を抑制すること、そして面外変位が橋脚全周に伝搬することを縦補剛材により抑制することが効果的であると考えられる。そこで、この縦補剛材が、鋼円形断面橋脚の変形性能に及ぼす影響を実験的に明らかにするため、大型供試体による載荷実験を行った。そして、ひずみ硬化を考慮した実用的解析モデルによる解析結果との比較検討を行い、鋼円形断面橋脚の終局状態、および変形性能の定量的評価方法に関する一手法を提案している。次に第2章と同様にして鋼円形断面橋脚の試設計を行い、軸力比 σ_c/σ_y をパラメータとしたパラメトリック解析を実施し、鋼円形断面橋脚の終局曲げモーメントと終局曲率の実用的推定法を提案した。本章で得られた主な結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 供試体 H9 の実験結果と解析結果との比較より、最高耐荷力点において、解析における鋼材の 2 次勾配比を $E^*/E=1/100$ に設定したとき、解析モデルの圧縮ひずみ ϵ_u が $17\epsilon_y$ のとき、解析値は実験値をよく近似してる。
- (2) 供試体 M24、M25、による実験結果に対して、供試体 H9 と同様の解析を実施し、径厚比パラメータ R_{t0} と終局ひずみ ϵ_u との関係、およびその適用範囲を提案した。
- (3) 供試体 H9、M24、および M25 の実験結果から径厚比パラメータ R_{t0} と変形性能 μ との関係、およびその適用範囲を提案した。
- (4) 鋼円形断面橋脚の終局状態を最高耐荷力点とした場合、縁端圧縮ひずみ ϵ^* の値を径厚比パラメータ R_{t0} と関連して決定することにより、弾塑性曲率 ϕ^* 、および曲げモーメント M^* は簡易的に求められる。
- (5) 提案した推定方法は、鋼円形断面橋脚の弾塑性挙動を比較的簡単に求められ、鋼円形断面橋脚の耐震設計における労力を軽減できる。

第4章では、重補剛断面を有する鋼製橋脚の大型供試体実験で見られた脆性破壊モードに着目した。このことは、鋼製橋脚の断面構成、および荷重条件によっては、鋼製橋脚の崩壊が局部座屈よりも、低サイクル疲労に支配される可能性があることを示している。この低サイクル疲労が鋼製橋脚の耐震性能に与える影響を明らかにするため、大型供試体による実験結果をもとに、既存の鋼製橋脚基部を対象とした部分模型による疲労実験を行い、その疲労挙動について検討を行った。

- (1) 塑性ひずみの累積に着目することで、ひずみ履歴の異なる低サイクル疲労強度が推定可能である。
- (2) 大規模地震が鋼製橋脚に作用した時の塑性ひずみ履歴を算出することで、低サイクル疲労強度を照査することが出来る。

- (3) 塑性ひずみが過大に累積する箇所が低サイクル疲労によるき裂の発生点となる可能性が高い。
- (4) 低サイクル疲労き裂の破面は延性破面的であり、き裂が成長すると脆性破壊的な不安定破壊へと移行する可能性がある。
- (5) 座屈耐荷力を改善するため、補剛板の幅厚比を制限した重補剛断面橋脚においては橋脚フランジとベースプレートの溶接部に塑性ひずみが累積する。すなわち、鋼製橋脚の終局状態は圧縮塑性ひずみ量だけでなく、引張り塑性ひずみ量、または塑性ひずみ振幅を考慮する必要がある。よって、鋼製橋脚の耐震設計を行う場合は塑性ひずみの履歴に着目した低サイクル疲労照査の実施が必要であると考えられる。

第5章では、鋼箱形断面橋脚の耐震性能に及ぼす軸力変動の影響に着目した。既存の実験結果、汎用コード ABAQUS を用いた弾塑性有限変位解析による解析結果、および実用的解析モデルを用いた解析結果とを比較し、その解析モデルの適用性と終局ひずみ ϵ_u について検討を行った。

次に代表的な鋼箱形断面ラーメン橋脚の梁部材におけるせん断耐荷力と変形性能との関係、およびせん断力と曲げモーメントの作用状況に着目した。そして、梁部材に生じるせん断座屈が断面耐荷力、および梁部材の変形性能に及ぼす影響について弾塑性有限変位解析により検討を行なった。本章で得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 残留応力を考慮した弾塑性有限変位解析は単柱形式の鋼箱形断面橋脚の実験値とよく一致する。
- (2) 弾塑性有限変位解析の結果、軸力比が大きくなると鋼箱形断面橋脚の耐震性能は低下する。
- (3) 実用的モデルは軸力比が約 30% 以下の条件では $P-\delta$ 効果を考慮することにより、鋼箱形断面橋脚が最高耐荷力点に達するまでの挙動をよく近似する。
- (4) 供試体 H8 と同等の断面構成を有する鋼箱形断面橋脚の実用的解析モデルにおける終局ひずみ ϵ_u は降伏ひずみのおよそ 10 倍であり、軸力比の値に関わらず、ほぼ一定である。
- (5) 梁部材の断面構成は同じであっても、梁部材に作用する曲げモーメント M 、およびせん断力 V の比率によって、崩壊モードは異なる。
- (6) せん断力が卓越し、ウェブパネルにせん断座屈が生じる崩壊モードのほうが優れた変形性能を有する。
- (7) ウェブパネルにせん断座屈が発生した後、せん断パネル内に斜引張場が形成されることによって、梁のせん断変形が安定して増大する。
- (8) 梁部材のフランジ板厚の幅厚比 R_r を 0.4 程度とすることによって、梁部材の崩壊モードをせん断座屈先行型に誘導でき、理想的な変形性能を有する梁断面の構成が可能である。
- (9) 初等理論から求めた各解析モデルのせん断パネルの降伏せん断力 V_y は非

線形挙動の開始時点において弾塑性有限変位解析結果とほぼ一致する。
(10)梁部材のフランジの局部座屈を抑制した場合の梁部材のせん断座屈に起因する非線形挙動は簡便なバイリニアモデルによりモデル化できる。

第6章では、鋼箱形断面ラーメン橋脚の面内方向の非線形挙動を対象とし、非線形特性を、部材の曲げモーメント・曲率関係（以下、 $M-\phi$ 関係）に軸力変動を考慮することで表現することにより、水平力－水平変位関係において、梁要素を用いた骨組みモデルによる解析の精度向上を図った。また、別途実施された、シェル要素を用いた弾塑性有限変位解析による解析結果と実用的解析モデルによる解析結果との比較を行った。次に、鋼箱形断面ラーメン橋脚の梁部材のせん断非線形挙動、および上部工の拘束効果が面内変形性能に与える影響に着目した。実存する鋼箱形断面ラーメン橋脚を対象として、弾塑性静的解析、および動的解析により検討を行なった。第4章の研究成果から、梁部フランジの曲げに起因する局部座屈を抑制した場合、梁部ウェブにせん断座屈は生じるが、耐荷力の減少は少なく、優れた変形性能を有することが明らかになった。本章では、この研究成果をもとに梁要素にせん断非線形挙動に考慮した実用的解析モデルを用いて、その影響を解析的に明らかにした。本章で得られた主な結果をまとめると以下のとおりである。

- (1)軸力変動、およびせん断変形を考慮した実用的解析は、水平力載荷位置における水平力－水平変位関係において、詳細解析をほぼ近似できる。
- (2)軸力変動を考慮した実用的解析における損傷イベントは、詳細解析における損傷イベントと同様の結果となる。
- (3)鋼箱形断面ラーメン橋脚の耐震設計を実施する場合には、特に塑性化する部位とその程度を正確に評価する必要がある。そのためには、柱部材の軸力変動、およびせん断変形を考慮できる設計モデルを採用することが必要である。
- (4)梁部のせん断非線形を考慮した場合、考慮しない場合と比較して、鋼箱形断面ラーメン橋脚全体の耐荷力、および塑性化メカニズムが異なる。
- (5)上部工の拘束効果が鋼箱形断面ラーメン橋脚の動的非線形挙動に与える影響は大きい。鋼製ラーメン橋脚の耐震設計においては、上部工を支持する支承構造の特性を十分に考慮し、適切な設計モデルを採用する必要がある。
- (6)鋼箱形断面ラーメン橋脚の地震時の耐震設計を行う場合は、梁部材のせん断非線形性を考慮して行う必要がある。

最後に、この**第7章**では本研究によって得られた結論をまとめた。本研究はより合理的で安全性の高い鋼製橋脚耐震設計法の確立のために行なったものであり、多くの成果を得ることができたが、残された課題も存在している。

現在では、一般構造物の耐震設計に不可欠なコンピュータのハード、およびソフトの発達には目をみはるものがあり、兵庫県南部地震直後では、まだ普及

していなかった梁要素による弾塑性動的応答解析も今では安価なパーソナルコンピュータ上で十分実用的な経済性を有するようになった。近い将来、現在では経済性に劣る3次元シェル要素等による弾塑性有限変位解析も高速で処理でき解析コストも低下して設計ツールとして普及していくことも考えられる。

しかし、その解析結果の信頼性はユーザーの技術力に依存している。本研究における成果はこのような場合でも、異なる視点からの照査方法を提供し、解析結果の信頼性の照査に有用なものであると考えている。

今後、導入される性能型設計法を実施するためには、限界状態設計法の発展と普及が必要であると思われる。特に不確実性の高い地震動に関しては確率論にもとづく評価が不可欠と考えられる。特に、構造物の物性や性能についても種々のばらつきが存在し、特に鋼材とコンクリートのような異種材料を有効に使用し、安全で合理的な構造物を設計するためにもこれらの限界状態等をより正確に把握する必要があると考えられる。

これまで日本の耐震設計は既往最大級の地震動を対象として行われてきた。この結果、大地震が起こる度に耐震設計の適切性について議論が行われるが、既往最大規模の地震動に安全性を確実に確保するという基本姿勢が不変である限り、今後も不毛な議論が繰り返されると考えられる。

最近では、活断層やプレート移動に起因する地震動予測も盛んに行われ、近い将来発生すると予測されている東海、東南海、および南海地震を対象とした地震動予測と津波被害の予測にもとづくハザードマップも作成されている。しかし、その予測結果には多くの避け得ない不確実性要因を含んでいるのが現状である。

無限の費用と時間が社会的に容認されるのであれば、いかなる大地震にもびくともしない鋼製橋脚の建設は可能かもしれないが、現実的ではない。今後より合理的な鋼製橋脚の建設を行なうためには、性能照査型設計法の導入を契機として、人間に寿命があるように、構造物にも自ずと寿命や性能の限界があるという明確な事実を受容する社会的コンセンサスの確立が必要であると考えられる。その社会的コンセンサスのもとで、鋼製橋脚の性能と担保すべき責任範囲を明確にしていく必要がある。そして、限定された予算範囲で最大の耐震性能を有する鋼製橋脚を建設し、維持していくためには、以下に挙げる項目に関する研究のさらなる発展が望まれる。

- (1)地震動の予測技術の精度向上
- (2)橋脚基礎構造の動的応答モデルの開発
- (3)免震支承・ダンパーの機能向上と経済性の向上
- (4)鋼製橋脚の後座屈強度と変形性能に関する研究
- (5)鋼製橋脚の寿命と要求性能に関する研究
- (6)被災した鋼製橋脚の早期復旧に関する研究

謝 辞

本論文は、筆者が（株）ニュージェック入社直後から参画した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する研究会、（主査：現大阪市立大学大学院 北田俊行教授、（財）阪神高速道路管理技術センター、平成4年度～平成5年度）、および鋼製橋脚研究委員会（主査：現大阪市立大学大学院 北田俊行教授、（財）阪神高速道路管理技術センター、平成8年度～平成10年度）において、委員として行なった研究成果と平成10年～平成13年に在籍した京都大学大学院工学研究科土木工学専攻博士後期課程における研究成果をとりまとめたものである。この間に多くの方々からご指導、ご鞭撻、ご助言を賜りました。

本研究をまとめるにあたり、終始懇切なるご指導、ご鞭撻を賜りました京都大学大学院教授渡邊英一先生に厚く感謝の意を表し、心から御礼申し上げます。

京都大学防災研究所教授佐藤忠信先生には、お忙しい中本論文の審査を引き受けていただいたうえ、明確なご指導と鋼製橋脚の耐震性能評価における将来展望のご示唆を賜り、厚く御礼申し上げます。さらに京都大学大学院教授家村浩和先生には、耐震工学の見地からの確なご指導を賜り厚く御礼申し上げます。

私が初めて鋼製橋脚の耐震設計に関わったのは、（財）阪神高速道路管理技術センターに設置された「鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する研究会」に参画してからです。本研究会は設計基準震度1.0に対応した鋼製橋脚の耐震設計法の確立を目的としており、阪神高速道路公団、建設省土木研究所、および首都高速道路公団の共同研究の一環として組織されたものでした。当時は補剛板の座屈に関する知識は無に等しく、研究会の方々には多大な迷惑をおかけいたしました。研究会活動中には大阪市立大学大学院教授北田俊行先生、阪神高速道路公団 南莊淳氏、京都大学大学院助教授杉浦邦征先生、そして石川島播磨重工業（株） 井元泉氏からは、昼夜を問わずご指導を賜り心から感謝申し上げます。また、阪神高速道路公団 北沢正彦氏はじめ、阪神高速道路公団の皆様からは温かい叱咤、激励を賜り心から感謝申し上げます。

本研究を進めるにあたり、温かく見守ってくださいました（株）ニュージェック後藤浩一社長、國井仁彦常務取締役をはじめ、同社の方々には心より感謝申し上げます。特に技術開発部の皆様にご協力をいただきましたことに、お礼申し上げます。

最後に、本論文の作成を励まし、支えてくれた妻順弓と長女美有（μ）に改めて感謝する次第です。